

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

IVO ANTONIO SILVA FURTADO JUNIOR

ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES RASAS DO
TIPO SAPATA E RADIER NO SOLO DO LITORAL PARANAENSE

PONTAL DO PARANÁ

2021

IVO ANTONIO SILVA FURTADO JUNIOR

ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES RASAS DO
TIPO SAPATA E RADIER NO SOLO DO LITORAL PARANAENSE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de graduação em Engenharia Civil, Campus avançado Pontal do Paraná, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof(a). Me(a). Eliane Pereira de Lima

PONTAL DO PARANÁ

TERMO DE APROVAÇÃO

Ivo Antonio Silva Furtado Junior

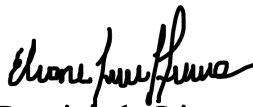
“ESTUDO DE CASO: ANÁLISE DO DESEMPENHO DE FUNDAÇÕES RASAS DO TIPO SAPATA E RADIER NO SOLO DO LITORAL PARANAENSE”

Monografia aprovada como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Paraná, pela Comissão formada pelos membros:

Prof. Dr. Carlos Eduardo Rossigali - CEM/UFPR



Prof. Dr. Henrique Machado Kroetz - CEM/UFPR



Prof. Me. Eliane Pereira de Lima - CEM/UFPR
Presidente

Pontal do Paraná, 14 de agosto de 2021.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que me concedeu tantas oportunidades na vida, e entre elas, cursar Engenharia Civil, desenvolver esse trabalho e por me permitir ter a saúde necessária para lograr êxito nos desafios impostos pela vida.

Aos meus pais, Maria e Ivo, que sempre acreditaram em mim e no potencial transformador da educação em nossas vidas, dando todas as condições para que eu pudesse estudar.

A minha noiva, Ketlyn, que me deu apoio em todos os momentos no decorrer dos anos da graduação, não permitindo que eu desistisse, me inspirando dedicação e esforço para a superação diária.

A minha vó, Ilda, e minha tia, Iolanda, pelo incentivo em todos esses anos.

A professora orientadora, Eliane Pereira de Lima, por transmitir seus conhecimentos, pela paciência em sanar todas as minhas dúvidas e por auxiliar em todas as etapas do desenvolvimento desse trabalho ao compartilhar sua experiência adquirida ao longo de uma brilhante carreira na área da Engenharia Civil.

Ao Departamento de Engenharia da Prefeitura Municipal de Matinhos, por cederem o ensaio SPT para realização desse trabalho.

Aos amigos, companheiros de curso, pelo tempo dividido, pelas experiências trocadas e por todo o incentivo e ajuda ao longo dos últimos anos, em especial aos amigos José, Giovanni e Palujay.

E por fim, agradeço a todos aqueles que lutaram por esse curso e pelo fortalecimento e expansão da educação pública, universal e de qualidade.

O conhecimento não é aquilo que você sabe, mas o que
você faz com aquilo que você sabe. (Aldous Huxley)

RESUMO

O presente trabalho analisa o desempenho de fundações rasas do tipo sapata e radier no solo do litoral paranaense. A comparação é feita através do dimensionamento de uma estrutura em fundação rasa por meio de duas alternativas, fundação do tipo sapata e fundação do tipo radier liso, ambas aplicadas para um edifício residencial de 5 pavimentos implantado no solo do litoral do Paraná. Para tal, é realizado o projeto arquitetônico e estrutural de um edifício residencial, além de determinado os parâmetros do solo por métodos semi-empíricos. As condições consideradas para a análise foram o consumo de aço, o consumo de concreto, o consumo de fôrmas, os custos dos materiais e a previsão dos recalques, de onde chegou-se a conclusão que as sapatas apresentam desempenho superior.

Palavras-chave: Sapata isolada. Radier. Fundações rasas. Recalques.

ABSTRACT

The present work analyzes the performance of shallow foundations of the shoe and radiator type in the soil of the coast of Paraná. The comparison is made through the dimensioning of a structure in shallow foundation using two alternatives, shoe type foundation and smooth radiator type foundation, both applied to a 5-storey residential building deployed in the soil of the Paraná coast. To this end, the architectural and structural design of a residential building is carried out, in addition to determining the soil parameters by semi-empirical methods. The conditions considered for the analysis were the consumption of steel, the consumption of concrete, the consumption of formwork, the costs of materials and the forecast of settlements, from which it was concluded that the footings present superior performance.

Keywords: Isolated shoe. Radier. Shallow foundations. Repressions.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – PRINCIPAIS TIPOS DE FUNDAÇÃO SUPERFICIAL.....	19
FIGURA 2 – FUNDAÇÕES PROFUNDAS.(a) ESTACA;(b) TUBULÃO;(c)CAIXÃO.	19
FIGURA 3 – INFLUÊNCIA DAS CARGAS APLICADAS.....	21
FIGURA 4 – CONTRIBUIÇÕES DE DIFERENTES ESTRUTURAS. (a) GALPÃO; (b) CAIXA D'ÁGUA; (c) EDIFÍCIO.....	21
FIGURA 5 – MEYERHOF: (a) CONJUNTO FUNDAÇÃO E SUPERESTRUTURA; (b) CONJUNTO FUNDAÇÃO E VIGA EQUIVALENTE.....	22
FIGURA 6 – EQUIPAMENTO COMPLETO PARA SPT. (a) AVANÇO DE SONDAGEM POR DESAGREGAÇÃO E LAVAGEM; (b) ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (SPT).....	24
FIGURA 7 – TIPOS DE RUPTURA: (a) GENERALIZADA;(b) LOCALIZADA;(c) PUNÇONAMENTO. SENDO Q A TENSÃO APLICADA NO SOLO E W O RECALQUE CORRESPONDENTE.....	27
FIGURA 8 – RUPTURA DA CAPACIDADE DE CARGA NO SOLO SOB FUNDAÇÃO CONTÍNUA.....	28
FIGURA 9 - RADIERS: (a)LISO; (b) PEDESTAIS OU EM LAJE COGUMELO; (c) NERVURADOS; (d) CAIXÕES.....	32
FIGURA 10 – MODELO DE WINKLER.....	35
FIGURA 11– MODELOS PARA ANÁLISE DO RADIER.....	36
FIGURA 12 – GRELHA SOBRE BASE ELÁSTICA.....	37
FIGURA 13 – ESFORÇOS NAS BARRAS	37
FIGURA 14 – GEOMETRIA DE UM ELEMENTO DE GRELHA	38
FIGURA 15 – INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO SOLO NOS ESFORÇOS SOLICITANTES DE UM RADIER FLEXÍVEL.....	39
FIGURA 16 – REGIÕES ARMADURAS DE PUNÇÃO E CONTRA O COLAPSO PROGRESSIVO.....	42
FIGURA 17 – PERÍMETROS CRÍTICOS.....	43
FIGURA 18 – ARMADURA CONTRA COLAPSO PROGRESSIVO.....	44
FIGURA 19 – SAPATA: FORÇAS, MOMENTOS E PRESSÕES ATUANTES.....	44
FIGURA 20– MODELO DE COMPORTAMENTO APROXIMADO DE UMA SAPATA ISOLADA.....	45
FIGURA 21 – (a) SAPATAS ISOLADAS; (b) SAPATAS EXCÊNTRICAS	46
FIGURA 22 – REAÇÕES DO SOLO SOB UMA SAPATA RÍGIDA	47

FIGURA 23 – MODELO DE CÁLCULO DAS BIELAS E TIRANTES	47
FIGURA 24 – SEÇÃO A UMA DISTÂNCIA X DO TOPO	50
FIGURA 25 – SEÇÕES DE REFERÊNCIA PARA O CÁLCULO DE MOMENTOS ..	51
FIGURA 26 – DISPOSIÇÃO DAS ARMADURAS EM UMA SAPATA.....	52
FIGURA 27 – RECALQUES DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL SOB CARGA VERTICAL CENTRA.....	55
FIGURA 28 – VALORES DE DISTORÇÃO ANGULAR E DANOS ASSOCIADOS...	58
FIGURA 29 – PERSPECTIVA DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL PROJETADO PELO AUTOR.....	60
FIGURA 30 –PERSPECTIVA 02 DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL PROJETADO PELO AUTOR.....	60
FIGURA 31 – VISTA FRONTAL DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL PROJETADO PELO AUTOR.....	61
FIGURA 32 – CROQUI DO PAVIMENTO TÉRREO.....	61
FIGURA 33 – CROQUI DO PAVIMENTO TIPO.....	62
FIGURA 34 – IMAGEM DO TERRENO SONDADO, COM A POSIÇÃO DOS FUROS DE SONDAGEM.....	63
FIGURA 35 – LAUDO DE SONDAGEM FURO 01.....	64
FIGURA 36 – LAUDO DE SONDAGEM FURO 02	65
FIGURA 37 – LAUDO DE SONDAGEM FURO 03	66
FIGURA 38 – REPRESENTAÇÃO DA PLANTA DE FÔRMA DO BALDRAME, COM SAPATAS (SEM ESCALA)	74
FIGURA 39 – PÓRTICO 3D DO EDIFÍCIO MODELADO COM SAPATAS.....	76
FIGURA 40 – PÓRTICO 3D DO EDIFÍCIO MODELADO COM RADIER.....	76
FIGURA 41 – LADOS 1,2,3 E 4, ONDE FORAM CONSIDERADAS AS FÔRMAS PARA QUANTITATIVO.....	82
FIGURA 42 – ESFORÇOS AXIAIS ATUANTES NO RADIER	85
FIGURA 43 – ESFORÇOS CORTANTES ATUANTES NO RADIER.....	85
FIGURA 44 – PRESSÕES NO SOLO.....	86
FIGURA 45 – DESLOCAMENTOS DO RADIER NO MODELO FISSURADO.....	86
FIGURA 46 – ÁREAS DE AÇO NA ARMADURA SUPERIOR DO RADIER.....	88
FIGURA 47 – ÁREAS DE AÇO NA ARMADURA INFERIOR DO RADIER.....	88

LISTA DE GRÁFICOS

GRÁFICO 1 – CONSUMO DE CONCRETO	90
GRÁFICO 2 – CONSUMO DE FÔRMAS	91
GRÁFICO 3 – CONSUMO DE AÇO.....	92
GRÁFICA 4 – COMPARAÇÃO DE CUSTOS.....	95

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – ESTADOS DE COMPACIDADE E CONSISTÊNCIA.....	26
TABELA 2 – VALORES LIMITES DE DISTORÇÃO ANGULAR PARA EDIFÍCIOS ESTRUTURADOS E PAREDES PORTANTES ARMADAS.....	57
TABELA 3 – VALORES LIMITES DE DEFLEXÃO PARA OCORRÊNCIA DE FISSURAS VISÍVEIS EM PAREDES PORTANTES NÃO ARMADAS.....	58
TABELA 4 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO X PONTO DE SONDAAGEM X PROFUNDIDADE.....	68
TABELA 5 – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO SPT.....	68
TABELA 6 – PESO ESPECÍFICO DAS AREIAS X NSPT.....	69
TABELA 7 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO X PONTO DE SONDAAGEM X PROFUNDIDADE.....	70
TABELA 8 – COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL.....	71
TABELA 9 – TENSÃO ADMISSÍVEL DO SOLO X COEFICIENTE DE REAÇÃO VERTICAL.....	71
TABELA 10 – CÁLCULO DO RESERVATÓRIO DE ÁGUA.....	75
TABELA 11 – DADOS GEOMÉTRICOS E ÁREA DE AÇO DAS SAPATAS.....	77
TABELA 12 – CONSUMO DE AÇO DAS SAPATAS - BARRAS DE 10 MM.....	79
TABELA 13 – RELAÇÃO E RESUMO DO AÇO – VIGAS, PILARES E PISO	80
TABELA 14 – QUANTIFICAÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE FÔRMAS.....	81
TABELA 15 – VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE FÔRMAS DOS DEMAIS ELEMENTOS.....	82
TABELA 16 – ESTIMATIVA DE RACALQUES NAS SAPATAS.....	83
TABELA 17 – DIMENSÕES DO RADIER.....	87
TABELA 18 – RELAÇÃO E RESUMO DE AÇO DO RADIER.....	87
TABELA 19 – VOLUME DE FÔRMAS E ÁREA DE CONCRETO DO RADIER.....	89
TABELA 20 – ESTIMATIVA DE RECALQUE RADIER.....	89
TABELA 21 – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA PARA EXECUÇÃO DA FUNDAÇÃO EM SAPATAS.....	93
TABELA 22 – PLANILHA ORÇAMENTÁRIA DA EXECUÇÃO DA OBRA EM RADIER.....	94

LISTA DE ABREVIATURAS OU SIGLAS

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas

CPT - Ensaio de Penetração de Cone

MEF - Método dos Elementos Finitos

NBR - Norma Brasileira

PMT - Ensaio Pressiométrico

SPT - Ensaio de Penetração Normal (Standart Penetration Test)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	16
1.1	OBJETIVOS.....	16
1.1.1	OBJETIVO GERAL.....	16
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	18
2.1	INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA-FUNDAÇÃO.....	20
2.1.1	CARGAS APLICADAS	20
2.1.2	RIGIDEZ SOLO ESTRUTURA	21
2.2	INVESTIGAÇÕES GEOTÉNICAS.....	22
2.2.1	ENSAIO SPT.....	23
2.3	CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS.....	26
2.3.1	MECANISMOS DE RUPTURA.....	26
2.3.1.2	TEORIA DE TERZAGHI.....	28
2.3.1.3	INFLUÊNCIA DO LENÇOL FREÁTICO	29
2.4	FUNDAÇÕES RASAS.....	30
2.4.1	RADIER.....	30
2.4.1.2	CLASSIFICAÇÃO DOS RADIERES	31
2.4.1.3	MÉTODOS DE CÁLCULO.....	32
2.4.1.3.1	MÉTODO ESTÁTICO.....	32
2.4.1.3.2	SISTEMAS DE VIGAS SOBRE BASE ELÁSTICA.....	33
2.4.1.3.3	MÉTODO DO AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.....	34
2.4.1.3.4	MÉTODO DA PLACA DELGADA SOBRE SOLO DE WINKLER.....	34
2.4.1.3.5	MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS	35
2.4.1.3.6	MÉTODOS DOS ELEMENTOS FINITOS	36
2.4.1.3.7	ANALOGIA DA GRELHA.....	36
2.4.1.4	DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO RADIER.....	38
2.4.1.4.1	ESPESSURA MÍNIMA	38
2.4.1.4.2	DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO - ARMADURA MÍNIMA.....	39
2.4.1.4.3	DIMENSIONAMENTO A FORÇA CORTANTE.....	40
2.4.1.4.4	PUNÇÃO.....	41
2.4.2	SAPATA.....	44

2.4.2.1	CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS.....	45
2.4.2.2	MÉTODO DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL.....	47
2.5	RECALQUES.....	54
2.5.1	ESTIMATIVA DE RECALQUES.....	55
2.5.2	MÉTODO DE DECOURT.....	56
2.5.3	RECALQUES E DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS.....	56
3	METODOLOGIA.....	59
3.1	PROJETO ARQUITETÔNICO.....	59
3.2	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	62
3.3	PARÂMETROS DO SOLO PARA DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS.....	67
3.3.1	TENSÃO ADMÍSSIVEL DO SOLO.....	67
3.3.2	ÂNGULO DE ATRITO.....	68
3.3.3	PESO ESPECÍFICO DO SOLO.....	69
3.4	PARÂMETROS DO SOLO PARA DIMENSIONAMENTO DO RADIER.....	69
3.4.1	TENSÃO ADMÍSSIVEL DO SOLO.....	69
3.4.2	COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL.....	70
3.5	PROJETO ESTRUTURAL.....	72
3.5.1	CONSIDERAÇÕES.....	72
4	RESULTADOS.....	77
4.1	SAPATAS.....	77
4.1.1	DIMENSÕES, ÁREAS E CONSUMO DE AÇO.....	77
4.1.2	VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE FÔRMAS.....	80
4.1.3	ESTIMATIVA DE RECALQUES.....	82
4.2	RADIER.....	84
4.2.1	DIMENSÕES E ÁREA E AÇO.....	86
4.2.2	VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE AÇO.....	88
4.2.3	ESTIMATIVA DE RECALQUES.....	89
5	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS.....	90
5.1	CONSUMO DE CONCRETO.....	90
5.2	CONSUMO DE FÔRMAS.....	90
5.3	CONSUMO DE AÇO.....	91
5.4	COMPARAÇÃO DA ESTIMATIVA DE CUSTOS.....	92
6	CONCLUSÃO.....	96
6.1	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	96

REFERÊNCIAS.....	97
ANEXO 1 - FATORES DA CAPACIDADE DE CARGA.....	99
APÊNDICE 1 - PROJETO ARQUITETÔNICO	100
APÊNDICE 2 - QUADRO DE CARGAS	103
APÊNDICE 3 - DETALHAMENTO DAS SAPATAS.....	105
APÊNDICE 4 - DETALHAMENTO PILARES TÉRREO.....	108
APÊNDICE 5 - DETALHAMENTO VIGAS BALDRAME	110
APÊNDICE 6 - DETALHAMENTO RADIER	113

1 INTRODUÇÃO

Os solos litorâneos, geralmente com predominância arenosa, trazem consigo condições desafiantes aos projetistas da construção civil. Fatores como a baixa capacidade de carga, a capacidade drenante insuficiente, o elevado nível de lençol freático e a possibilidade de grandes recalques diferenciais são problemáticas constantes e já vivenciadas no litoral brasileiro. Um famoso exemplo, segundo Velloso e Lopes (2010), é o caso dos recalques diferenciais em edifícios na orla marítima de Santos-SP.

Contudo, o desafio não impede o desejo da maior parte das pessoas em morar ou possuir residência cada vez mais próxima à linha de costa, seja por lazer ou pela qualidade de vida, como é o caso do litoral paranaense. Nas praias paranaenses o mercado de edifícios residenciais movimenta o setor de construção civil durante o todo o ano. A quantidade crescente de edificações na planície litorânea, independente do porte, aliada à ausência de estudos específicos para o litoral do Paraná, revela a necessidade e a urgência de se estudar o solo e os projetos de fundações nessa região.

As fundações, segundo a ABNT NBR 6122:2019, são classificadas por dois critérios distintos. O primeiro é em relação à profundidade da cota de apoio, onde as fundações são separadas em rasas e profundas. O segundo é em relação à transmissão de cargas, subdividindo-se em diretas e indiretas.

O presente trabalho apresenta um estudo de caso para fundações rasas e diretas no solo do litoral do Paraná. Por meio da projeção de fundações em sapata e radier, realiza-se a comparação do desempenho das duas opções de fundação em um edifício residencial padrão.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 OBJETIVO GERAL

Estudo comparativo do desempenho entre fundações do tipo radier e do tipo sapata no solo do litoral paranaense.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterização do solo do litoral paranaense;
- Realização do projeto arquitetônico de um edifício residencial;
- Realização do projeto estrutural de um edifício residencial com o intuito de obter a planta de cargas da fundação;
- Realização do dimensionamento e detalhamento dos elementos de fundação sapata e radier;
- Estudo e comparação dos recalques;
- Comparação do consumo de concreto;
- Comparação do consumo de aço;
- Comparação do consumo de fôrmas;
- Comparação do custo dos materiais

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Segundo Caputo (2015): “chama-se fundação a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente a carga da obra”. Para projetar uma fundação de forma adequada, com capacidade máxima e de forma econômica é necessário o estudo aprofundado do projeto arquitetônico, projeto estrutural, projeto topográfico, realização de investigações geotécnicas do solo e análise detalhada das cargas da edificação. De acordo com Caputo (2015), o estudo das fundações compreende dois tópicos principais: cálculo das cargas atuantes e estudo do terreno. De modo geral, as fundações são divididas em 2 grandes grupos:

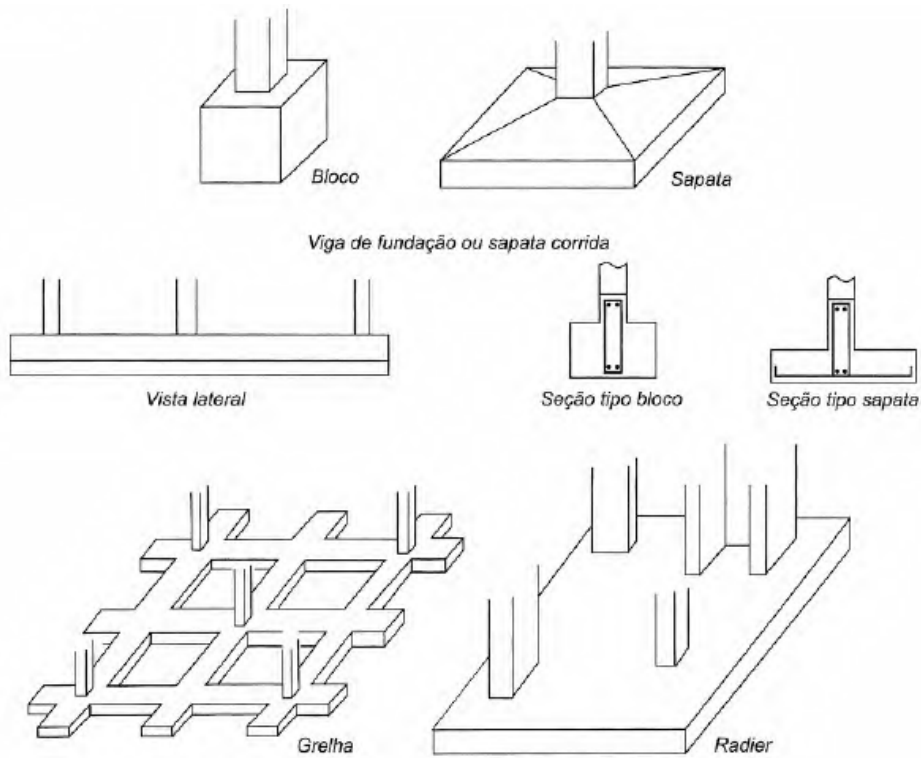
- Fundações superficiais (ou diretas ou rasas);
- Fundações profundas.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a distinção entre os dois grupos se faz sob a tutela do critério (arbitrário) de que a fundação profunda consiste naquela em que o mecanismo de ruptura da base não surge na superfície do terreno. Já Rebello (2008) define a fundação superficial como aquela em que as cargas são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas e a fundação profunda como aquela que transmite a carga da superestrutura através do seu corpo, usando o atrito com o solo e a resistência na sua ponta.

De acordo com a NBR 6122, a fundação rasa é o elemento de fundação no qual a base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação e a fundação profunda é o elemento de fundação que transmite a carga para o terreno por dois modos: pela resistência de ponta (base) ou pela resistência da superfície lateral (fuste), ou ainda pela combinação dos dois. A base da fundação deve estar apoiada em uma profundidade superior a 8 vezes a sua menor dimensão e no mínimo a 3 metros de profundidade.

As fundações rasas dividem-se em: grelha, bloco, sapata, sapata associada, sapata corrida e radier, conforme apresenta a Figura 1.

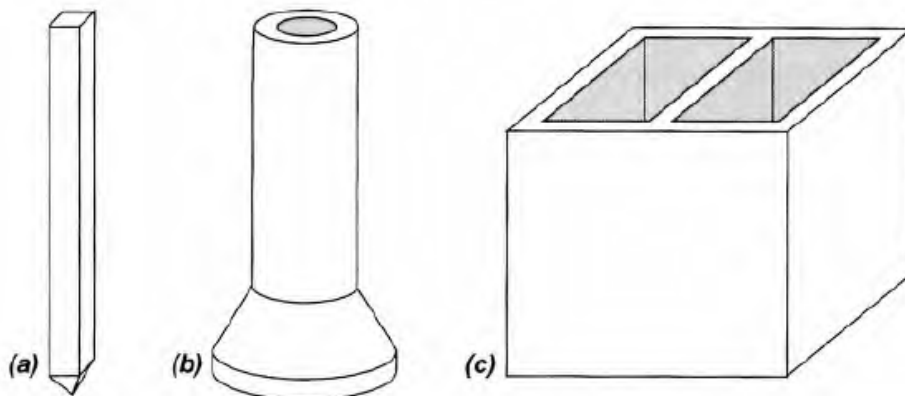
Figura 1 - Principais tipos de fundação superficial.



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

As fundações profundas dividem-se em: estacas, tubulões e caixões, e estão apresentadas na Figura 2.

Figura 2 - Fundações profundas. (a) estaca. (b) tubulão. (c) caixão



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

2.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA-FUNDAÇÃO

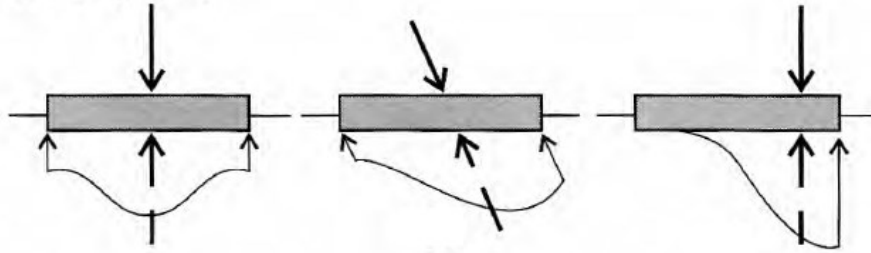
De acordo com Caputo (2015), devido à complexidade da análise da interação entre a superestrutura, o comportamento do solo e os elementos de fundação, faz com que muitos engenheiros estruturais tratem a questão apenas sob o ponto de vista do dimensionamento, o que configura um equívoco.

Conforme Velloso e Lopes (2010), uma análise solo-fundação tem por objetivo fornecer os esforços internos e os deslocamentos reais da fundação. Esses esforços são obtidos através da análise da interação ou por meio das pressões de contato. As pressões de contato são definidas como as pressões atuantes na interface estrutura-solo e são fundamentais para o dimensionamento do elemento estrutural (estabilidade interna). As pressões de contato variam conforme a característica das cargas aplicadas, rigidez relativa da fundação-solo, propriedades do solo e intensidade das cargas.

2.1.1 CARGAS APLICADAS

As características das cargas aplicadas configuram o fator primordial na definição das pressões de contato, visto que a resultante das cargas aplicadas é igual e oposta a resultante das pressões de contato (Figura 3). Em relação à intensidade, segundo Velloso e Lopes (2010), a pressão nas bordas de uma sapata rígida tende a ser teoricamente infinita (mesmo trabalhando com a carga de serviço) e o solo nas bordas tende a ser plastificado. À medida que a intensidade de cargas aumenta, as pressões nos bordos tornam-se constantes e a pressão central amplifica-se. Em um projeto de fundações, as cargas e esforços solicitantes são obtidos por meio do projeto estrutural através do quadro de cargas e locação dos pilares.

Figura 3 - Influência das cargas aplicadas.

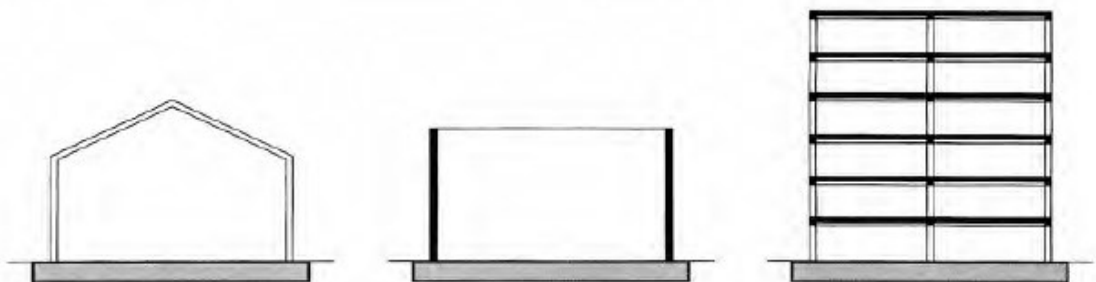


FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

2.1.2 RIGIDEZ SOLO-ESTRUTURA

Segundo Velloso e Lopes (2010), uma fundação mais rígida resulta em recalques mais uniformes, e, caso ela receba mais de um pilar (fundação associada ou combinada), os recalques diferenciais entre os pilares serão consideravelmente menores. Todavia, a maior rigidez da estrutura pode contribuir de forma significativa para a rigidez do conjunto superestrutura + fundação – solo. A Figura 4 exemplifica o diferente papel da superestrutura, de acordo com sua rigidez. Na primeira ilustração (galpão), a contribuição é mínima. Na segunda ilustração (caixa d'água) a contribuição é muito importante, e na última ilustração (edifício), a contribuição é importante e aumenta conforme aumenta o número de pavimentos.

Figura 4 - Contribuições de diferentes estruturas. (a) Galpão; (b) Caixa d'água; (c) Edifício.

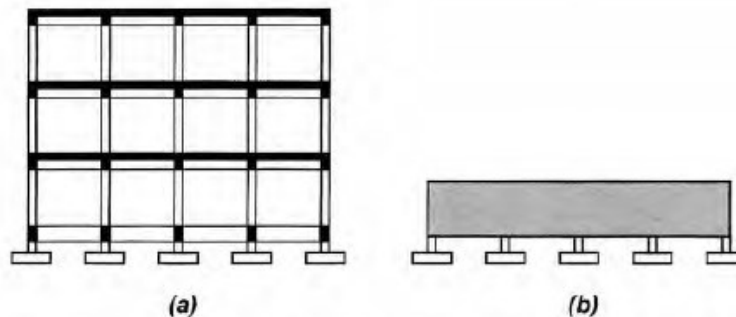


. FONTE: VELLOSO E LOPES (2010)

De acordo com Velloso e Lopes (2010), existe outra situação em que a superestrutura é determinante: nas edificações onde existem fundações isoladas e a possibilidade de se uniformizar os recalques é de exclusividade da superestrutura.

Conforme Meyerhof (1953) *apud* Velloso e Lopes (2010), para considerar a contribuição da superestrutura é necessário considerá-la como se fosse uma viga de rigidez à flexão equivalente (Figura 5). O método consiste no somatório das rizezas das vigas, dos painéis de alvenaria e pilares da superestrutura.

Figura 5 - Meyerhof: (a) Conjunto fundação e superestrutura; (b) Conjunto fundação e viga equivalente.



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010)

2.2 INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

O conhecimento do comportamento do solo no local da obra é fundamental para o correto dimensionamento dos elementos estruturais e para elaborar, de forma segura, um projeto de fundações. A fim de conhecer e entender os parâmetros característicos do solo, o engenheiro deve participar ativamente do processo de investigação do subsolo. Uma investigação satisfatória exige a projeção de um programa de investigações geotécnicas contemplando as etapas e objetivos a serem buscados. Para tal o projetista deve possuir em mãos as seguintes informações: planta do terreno (planialtimétrica), projeto estrutural, condições das obras vizinhas, informações geotécnicas existentes sobre o local da obra, normas técnicas, além do código de obras do município. Com base nos dados disponíveis e seguindo as normas, definem-se os tipos de ensaio a serem realizados.

Segundo Rebello (2008), as sondagens (investigações) objetivam conhecer as condições naturais do solo, características físicas, profundidade do lençol freático e principalmente, a resistência das camadas. No Brasil o ensaio mais difundido e comumente empregado é o Ensaio de Penetração Normal, ou SPT, iniciais do termo inglês “*Standard Penetration Test*”.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os principais processos de investigação do subsolo são:

- Poços;
- Sondagens a trado;
- Sondagens a percussão com SPT;
- Sondagens rotativas;
- Sondagens mistas;
- Ensaio de cone (CPT);
- Ensaio pressiométrico (PMT).

O presente trabalho utiliza o Ensaio de Penetração Normal (SPT), conforme orienta a ABNT NBR 6484:2001 para inteirar-se do comportamento do solo, nível de lençol freático bem como os demais parâmetros determinados posteriormente a partir de relações semiempíricas.

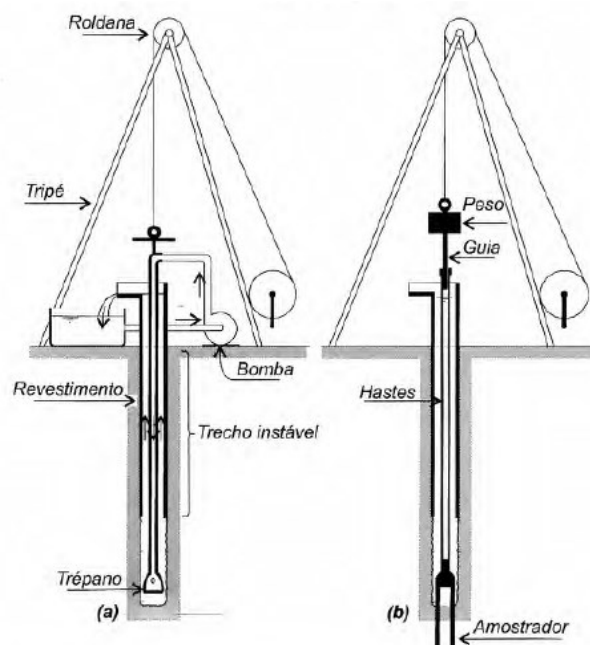
2.2.1 ENSAIO SPT

O SPT é um processo de sondagem padronizado internacionalmente, e no Brasil, a regulação do procedimento de execução é normatizada pela NBR 6484:2001. O ensaio é executado por um equipamento e equipe munidos de:

- Torre com roldana;
- Tubos de revestimento com comprimento padronizados e normativos de 1 e 2 m;
- Hastes para auxílio na perfuração e ensaio de penetração SPT com comprimento padronizado e normativo de 1 e 2 m;
- Composição de perfuração ou cravação;
- Trado-concha ou cavadeira;
- Trado helicoidal;
- Trépano de lavagem;
- Amostrador-padrão;
- Cabeças de bateria;

- Martelo padronizado para a cravação do amostrador;
- Baldinho para esgotar o furo;
- Medidor de nível d'água;
- Metro de balcão;
- Recipientes para amostras;
- Bomba d'água centrífuga motorizada;
- Caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação;
- Ferramentas gerais necessárias à operação da aparelhagem.

Figura 6 - Equipamento completo para SPT. (a) avanço da sondagem por desagregação e lavagem; (b) ensaio de penetração dinâmica (SPT).



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

O procedimento executivo do ensaio inicia-se com a perfuração através do trado-concha ou cavadeira manual até a profundidade de 1 metro. A partir deste momento realiza-se a instalação do primeiro segmento do tubo de revestimento. As operações de perfuração/escavação são intercaladas às de ensaios e retirada de amostras, pois os ensaios são realizados a cada metro ao longo do subsolo, sendo conectados segmentos de haste de 1 ou 2 metros para atingir a profundidade exata, sendo necessário, logo em seguida, substituir a ferramenta de escavação pelo amostrador padrão SPT. A perfuração do solo é executada por meio do trado helicoidal até quando seu avanço for inferior a 50 mm após 10 minutos de

escavações ou no momento em que atingir o nível de água do lençol freático. Deste ponto em diante advém o método de perfuração por lavagem de água.

A sequência anteriormente descrita consiste na sucessão de manobras necessárias à conexão dos segmentos das hastes até a profundidade requerida. Alcançada tal profundidade, retira-se estes segmentos através da desconexão por meio das luvas de encaixe e acontece a substituição da ferramenta de escavação pela de ensaio e amostragem, a qual também é conectada nos segmentos das hastes de 1 a 2 metros até o correto posicionamento do amostrador na cota de ensaio. Vale ressaltar que a cada metro são colhidas amostras do solo, tanto para identificação tátil visual como para possíveis ensaios.

Após o posicionamento correto do amostrador na cota de ensaio, o peso ou martelo de 65 kgf golpeia a cabeça de cravação conectada às hastes de sondagem através da potência gerada pela queda livre de 75 cm. A penetrabilidade do amostrador do solo deve ser anotada de 15 em 15 cm.

Principais informações obtidas:

- Tipo de solo;
- Estratigrafia do solo;
- Posição do nível de água (N.A);
- Índice de resistência à penetração;
- Grau de compacidade/consistência;
- Ângulo de atrito;
- Propriedades de deformação;

Segundo Velloso e Lopes (2010), uma questão relevante a ser considerada é quando o projetista se propõe a utilizar ábacos e tabelas baseadas em experiência estrangeira para determinar parâmetros relacionados ao índice SPT, pois a energia aplicada no ensaio varia com o método. No Brasil, o sistema mais utilizado é o manual, e a energia aplicada é da ordem de 70% da energia nominal, nos EUA a energia é da ordem de 60%, assim antes de usar alguma correlação relacionada a experiência americana o número de golpes obtido com uma sondagem brasileira pode ser majorado de 10% a 20%. Anexo à NBR 6484:2001, encontra-se uma tabela relacionando o NSPT (resistência em função do número de golpes) com a compacidade das areias e a consistência das argilas. Os valores são descritos na Tabela 1.

Tabela 1 - Estados de Compacidade e Consistência.

SOLO	ÍNDICE DE PENETRAÇÃO A RESISTÊNCIA “N” SPT	DESIGNAÇÃO
Areias e siltes arenosos	≤ 4	Fofa (o)
	5 a 8	Pouca compacta (o)
	9 a 18	Medianamente compacta(o)
	19 a 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)
Argilas e siltes argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média (o)
	11 a 19	Rija (o)
	> 19	Dura (o)

FONTE: NBR 6484 (2001)

2.3 CAPACIDADE DE CARGA DOS SOLOS EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

De acordo com Caputo (2015), no momento em que uma carga de fundação é aplicada ao solo, este se deforma e recalca. Quanto maior a carga, maiores os recalques. Para pequenos valores de carga, segundo Velloso e Lopes (2010), os recalques serão aproximadamente proporcionais, o que configura a fase elástica, onde os recalques se estabilizam ao longo do tempo e são reversíveis. Em uma segunda fase, aparecem os deslocamentos plásticos. O estado plástico surge junto às bordas da fundação e, conforme a carga aumenta, cresce a zona plástica. Nessa fase os recalques são irreversíveis. Em carregamentos muito grandes, ocorrem os recalques continuados, nos quais a velocidade de recalque não diminui mesmo com cargas constantes. Em uma terceira fase, a velocidade de recalque cresce até o momento em que ocorre a ruptura do solo. Nesse momento, atinge-se a capacidade de carga na ruptura.

2.3.1 MECANISMOS DE RUPTURA

De acordo com Velloso e Lopes (2010), existem três tipos principais de ruptura: generalizada, localizada e por puncionamento (Figura 7), as quais ocorrem

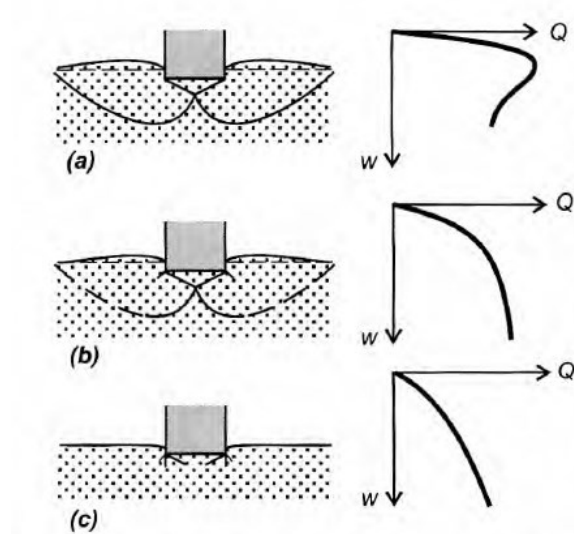
conforme a compressibilidade relativa do solo e características das cargas aplicadas.

A ruptura dita generalizada, conforme Velloso e Lopes (2010), possui um mecanismo de ruptura bem definido, composta por uma superfície de deslizamento que vai de um bordo da fundação até a superfície do terreno. As fundações que trabalham sob tensões controladas (modo de trabalho da maioria das fundações) possuem tendência em ter ruptura brusca e catastrófica, caso que ocorre em solos rígidos, como por exemplo as areias compactas e muito compactas e argilas rijas e duras.

A ruptura dita localizada, segundo Velloso e Lopes (2010), possui um modelo definido imediatamente abaixo da fundação, ou seja, uma cunha de superfícies de deslizamento inicia-se nas bordas da fundação e termina dentro do maciço, sem atingir o restante do terreno. Portanto não haverá colapso ou tombamento da fundação, que permanecerá embutida no terreno. Ocorre em solos deformáveis, como areias fofas e argilas moles e médias.

Por fim, a ruptura por puncionamento ocorre, conforme Velloso e Lopes (2010), na medida em que a carga cresce e o movimento vertical da fundação é seguido pela compressão do solo imediatamente abaixo. O cisalhamento vertical no perímetro da fundação permite a penetração.

Figura 7 - Tipos de ruptura: (a) generalizada; (b) localizada; (c) puncionamento. Sendo Q a tensão aplicada no solo e W o recalque correspondente.



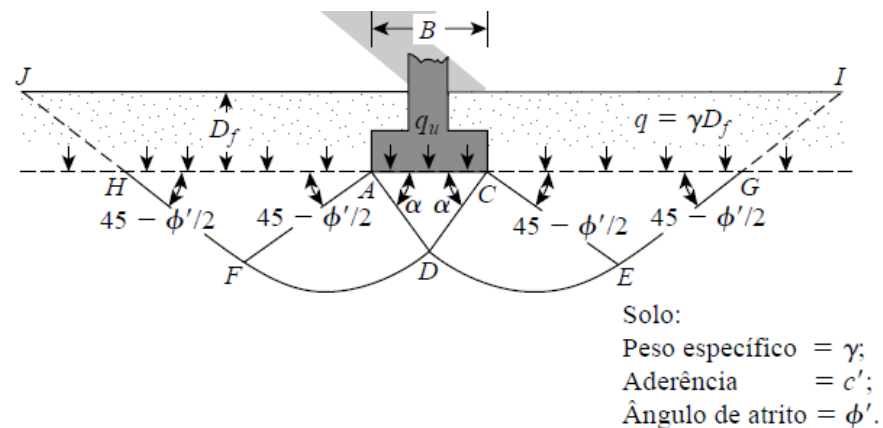
FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

2.3.1.2 TEORIA DE TERZAGHI

De acordo com Braja Das(2016), na teoria de Terzaghi, uma fundação é rasa quando a profundidade D_f for menor ou igual à sua largura. A teoria sugere que em uma fundação contínua a superfície de ruptura corresponda a Figura 8. O solo acima da parte inferior da base do elemento de fundação é substituído por uma sobrecarga equivalente, multiplicando a profundidade D_f pelo peso específico do solo.

Segundo Braja Das(2016), a zona de ruptura pode ser dividida em 3 partes: Zona triangular ACD abaixo da fundação; Zonas de cisalhamento radial ADF e CDE; Duas zonas passivas de Rankine AFH e CEG, onde as zonas passivas significam empuxo passivo contrário ao movimento.

Figura 8 - Ruptura da capacidade de carga no solo sob fundação contínua.



FONTE: BRAJA DAS(2016).

Os ângulos CAD e ACD são supostos iguais ao ângulo de atrito do solo (ϕ'). Para obter a capacidade de carga última q_u , deve-se considerar o equilíbrio da cunha triangular ACD.

Portanto, para a teoria de Terzaghi:

$$q_u = c'Nc + qNq + \frac{1}{2}\gamma B N\gamma \quad (2.1)$$

onde:

N_c , N_q e N_γ fatores de capacidade de carga, e respectivamente representam as contribuições da coesão, sobrecarga e peso específico do solo para a capacidade de carga limite. Os valores dos fatores de capacidade de carga são relacionados com o ângulo de atrito, conforme demonstra-se no Anexo 1;

“ γ ” = peso específico do solo;

c' = aderência do solo;

Φ = ângulo de atrito do solo;

B = largura do elemento de fundação;

“ q ” é a sobrecarga equivalente, representando o efeito acima da parte superior da base do elemento de fundação, definido pela equação 2.2.

$$q = \gamma \cdot D_f \quad (2.2)$$

Para o cálculo da capacidade de carga admissível, de acordo com Braja Das (2016), se faz necessária a aplicação de um fator de segurança (FS) à capacidade de carga última, portanto:

$$q_{total} = \frac{q_u}{FS} \quad (2.3)$$

Onde q_u é a capacidade de carga última e FS o fator de segurança.

2.3.1.3 INFLUÊNCIA DO LENÇOL FREÁTICO

A equação (2.1) da capacidade de carga proposta por Terzaghi utiliza o pressuposto de que o lençol freático se encontra abaixo da fundação. No entanto, de acordo com Braja Das(2016), caso esteja próximo, algumas alterações na equação são necessárias.

Caso o lençol freático esteja localizado entre 0 e D_f , o fator q assume a seguinte forma:

$$q = D_1 \cdot \gamma + D_2 \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (2.4)$$

onde:

γ_{sat} : peso específico saturado do solo;

γ_w : peso específico da água;

D1 é a altura entre o terreno e o nível do lençol freático;

D2 é a altura entre o nível do lençol freático e a base da fundação.

Caso o lençol freático esteja localizado abaixo da fundação, a uma profundidade menor que a largura B, o fator q assume a seguinte forma:

$$q = \left(\gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \right) \cdot Df \quad (2.5)$$

onde:

$\gamma = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$;

d = altura entre a base da fundação e o lençol freático abaixo dela;

Df = Altura entre o terreno e a base da fundação.

2.4 FUNDAÇÕES RASAS

2.4.1 RADIER

Radier é definido como um tipo de fundação superficial, executado em concreto armado ou protendido, responsável por absorver diretamente todas as cargas provenientes dos pilares ou alvenarias da edificação e, conforme a NBR 6122 estabelece e Velloso e Lopes (2010) citam, deve ser aplicado quando:

- As áreas das sapatas se aproximam ou se sobrepõem umas às outras;
- As áreas das sapatas forem superiores a 50% da área da edificação;
- Houver necessidade de se uniformizar o recalque;
- Solo apresentar baixa capacidade de carga.

Já a NBR 6122 define o radier como “elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura”.

Segundo Doria (2007), o uso do radier na construção civil brasileira está cheio de lendas. Uma dessas lendas estabelece que o sistema composto por vigas baldrame e sapatas é grandemente mais econômico que utilizar o radier. Outro fator decisivo é a baixa atenção recebida tanto em fase de projeto, quanto em fase de execução, tendo como consequência uma série de erros e patologias que poderiam ter sido evitados, desprestigiando sua utilização. Uma prova disso é a inexistência de uma norma técnica destinada ao projeto e execução de radiers.

Na fase preliminar do projeto de fundação existe a necessidade de analisar muitos fatores, entre eles o tipo de solo, as cargas atuantes, a uniformidade da base de suporte, a qualidade e desempenho do concreto, tipos de juntas e acabamento superficial a ser aplicado. Dentre todos, os fatores predominantes são os ligados ao solo, como características e propriedades. De acordo com Doria (2007), o desempenho estrutural do radier está estritamente ligado à qualidade do concreto, ou seja, da dosagem, da execução *in loco* e do acabamento da superfície.

A base de apoio, importante para a capacidade de carga do elemento de fundação, se refere ao solo do terreno natural que posteriormente suportará as cargas atuantes da infra e superestrutura. Influenciada pela compactação e grau de umidade, a resistência do solo é deveras importante para o desempenho do radier, principalmente em cargas muito elevadas. Solos expansíveis ou colapsíveis podem não apresentar as condições de uniformidade exigidas para a correta distribuição das pressões. Contudo, técnicas de compactação, drenagem e estabilização do solo podem melhorar suas premissas. Devido a tais peculiaridades, identificar parâmetros (do solo) como limite de liquidez, limite de plasticidade, teor de umidade, grau de compactação e granulometria é extremamente necessário para o correto dimensionamento do elemento de fundação.

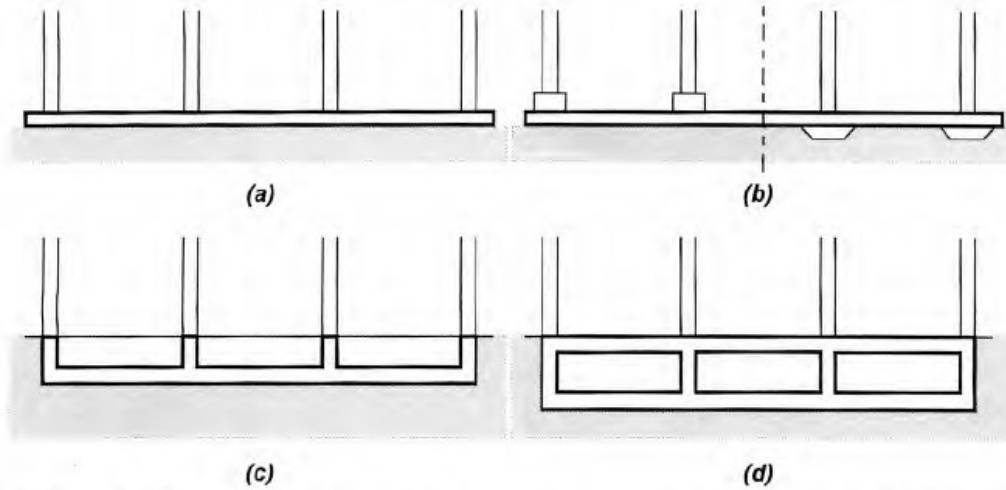
2.4.1.2 CLASSIFICAÇÃO DOS RADIERS

Segundo Velloso e Lopes (2010), em relação ao sistema estrutural, os radiers estão classificados em quatro tipos (Figura 9):

- Radier liso;
- Radier com pedestais e cogumelos;
- Radier nervurado;

- Radier em caixão.

Figura 9 - Radiers: (a) Liso; (b) Pedestais ou em laje cogumelo; (c) Nervurados; (d) Caixões.



FONTE: Velloso e Lopes (2010).

2.4.1.3 MÉTODOS DE CÁLCULO

O dimensionamento de um radier exige a determinação dos esforços internos que atuam em sua estrutura. A obtenção dos esforços, bem como dos deslocamentos reais pode ser efetuada diretamente por meio de uma análise da interação solo-estrutura ou indiretamente por meio das pressões de contato. Assim, determinar as pressões de contato é fundamental para determinar os esforços e posteriormente dimensionar a laje de fundação.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os métodos de cálculo de radier são: Método Estático, Sistema de Vigas sobre Base Elástica, Método do American Concrete Institute, Método da Placa Sobre o Solo de Winkler, Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos Finitos. Por se tratar do método utilizado pelo software Eberick, no presente trabalho também será abordada a Analogia de Grelha (Grelha sobre base elástica).

2.4.1.3.1 MÉTODO ESTÁTICO

Segundo Velloso e Lopes (2010), no método estático é considerada uma das duas seguintes hipóteses:

- Pressão de contato varia linearmente sob o radier;
- Pressão de contato é uniforme na área de influência do pilar.

A primeira hipótese aplica-se ao radier rígido e a segunda, ao radier flexível. Segundo o American Concrete Institute, um radier é considerado rígido se o espaçamento entre colunas atender a equação (2.6) e se a variação nas cargas e espaçamentos das colunas não exceder 20%.

$$l \leq \frac{1,75}{\sqrt[4]{\frac{k_v \cdot b}{4E_c \cdot I}}} \quad (2.6)$$

onde:

b = é a largura da faixa de influência da linha de colunas;

k_v = coeficiente de reação vertical;

$E_c \cdot I$ = rigidez à flexão da faixa.

O método estático é utilizado somente para o cálculo dos esforços internos na fundação para posterior dimensionamento estrutural, pois leva em conta apenas o equilíbrio estático das cargas atuantes e as reações do terreno, existindo modos de efetuar o cálculo, considerando a variação linear de pressões e por meio da pressão média na área:

- Cálculo com variação linear de pressões – Nesse modelo de cálculo, segundo Velloso e Lopes (2010), determinamos as pressões de contato a partir da resultante do carregamento. Utilizado para radiers de grande rigidez relativa.
- Cálculo pela área de influência dos pilares – Usado para calcular radiers de média rigidez, esse método segue o procedimento descrito abaixo:
 1. Determinação da área de influência de cada pilar (A_f). Divide-se o eixo entre os pilares adjacentes, logo o retângulo formado será a área de influência;
 2. Cálculo da pressão média na área, calculado pela divisão das cargas pela A_f ;
 3. Determinação da pressão média que atua sobre os painéis;
 4. Cálculo das reações nos apoios, e esforços nas lajes e vigas.

2.4.1.3.2 SISTEMAS DE VIGAS SOBRE BASE ELÁSTICA

Conforme descrevem Velloso e Lopes (2010), nesse método, divide-se o radier em dois sistemas de faixas. Posterior à divisão, cada faixa é tratada como uma viga de fundação isolada apoiada sobre uma base elástica, baseando-se na Hipótese de Winkler.

2.4.1.3.3 MÉTODO DO AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

Segundo Doria (2007), esse método é utilizado em radiers flexíveis e lisos. É necessário calcular os esforços cortantes e momentos fletores em cada ponto da placa gerados por cada um dos pilares, para na sequência, somar as ações de cada pilar nos pontos em análise. O procedimento do método segue abaixo:

1. Calculam-se a rigidez à flexão da placa D, equação (2.9);
2. Escolhe-se o número de pontos na placa;
3. Calculam-se os momentos fletores e esforços cortantes, convertendo ambas para coordenadas retangulares;

O passo 3 é seguido para cada pilar e os resultados são somados.

2.4.1.3.4 MÉTODO DA PLACA DELGADA SOBRE SOLO DE WINKLER

Segundo Velloso e Lopes (2010), pela Hipótese de Winkler, as pressões de contato são proporcionais ao recalque, ou seja,

$$q = K_v \cdot w \quad (2.7)$$

Onde

K_v = coeficiente de mola ou coeficiente de reação vertical;

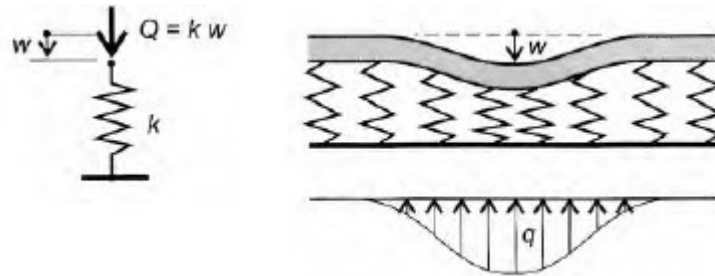
w = recalque;

q = pressão de contato.

O coeficiente de reação vertical pode ser obtido por 3 modos: através de ensaios, uso de tabelas ou partir da determinação do recalque. O comportamento

desse modelo é similar ao comportamento das molas, conforme demonstra a Figura 10.

Figura 10 - Modelo de Winkler.



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

De acordo com a equação (2.7), as pressões de contato são proporcionais aos recalques. Com isso, o deslocamento de uma placa delgada considerada em uma região distante dos carregamentos e assentada sobre um sistema de molas, é:

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2 \cdot \partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + k \cdot w = 0 \quad (2.8)$$

Na qual D é a rigidez à flexão da placa, calculada por:

$$D = \frac{Ec \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} \quad (2.9)$$

onde:

Ec é o Módulo de Young do material da placa;

t é a espessura da placa;

ν é o Coeficiente de Poisson do material da placa.

2.4.1.3.5 MÉTODO DAS DIFERENÇAS FINITAS

De acordo com Doria (2007), o método das diferenças finitas consiste num conjunto de equações algébricas relacionando o deslocamento de um ponto com os deslocamentos dos pontos vizinhos.

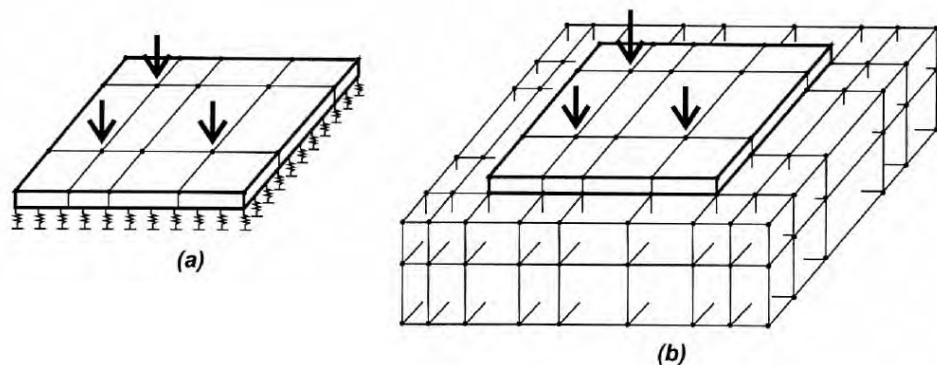
Torna-se carga distribuída equivalente todas as cargas concentradas na placa. Se a carga não atuar em um nó específico, basta distribuí-la nos nós vizinhos.

2.4.1.3.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O MEF, ou método dos elementos finitos, segundo Doria (2007), embasa-se no uso de funções aproximadas para representar o campo de deslocamentos em cada elemento e garante a continuidade do meio através da imposição de condições de compatibilidade de deslocamentos e rotações nos nós adjacentes.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), um modelo simples baseia-se no uso de elementos de placas para representar o radier onde a rigidez do solo é representada por molas ou apoios elásticos (Figura 11 a). Uma segunda abordagem de modelagem modela o radier por elementos de placa e o solo por elementos sólidos (Figura 11 b). Por ser uma abordagem mais complexa, permite considerar a heterogeneidade do solo e também a análise de placas com geometrias mais complicadas. No segundo caso, elementos retilíneos unidimensionais substituem faixas do radier, levando a um modelo de grelha.

Figura 11 - Modelos para análise de radier.



FONTE: VELLLOSO E LOPES (2010)

2.4.1.3.7 ANALOGIA DA GRELHA

O método traduz-se, segundo Doria (2007), em representar o radier através de uma grelha composta de elementos em forma de barra, onde cada uma dessas barras representa determinada faixa da laje de acordo com o tamanho de abertura

definida para a malha. No método, a grelha é apoiada sobre base elástica (Hipótese de Winkler), conforme demonstra a Figura 12. O objetivo de utilizar a analogia da grelha é determinar os esforços internos na placa de laje em estudo.

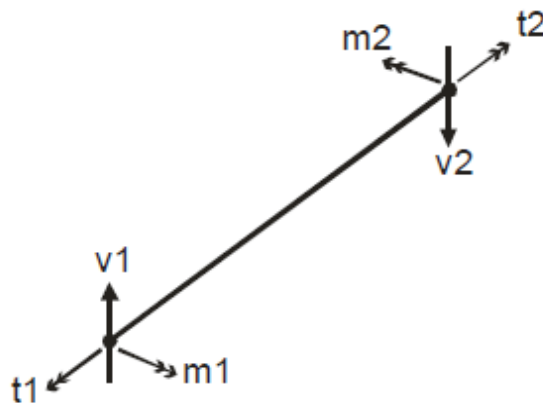
Figura 12 - Grelha sobre base elástica.



FONTE: Doria (2007)

Pela analogia da grelha, o carregamento no radier é distribuído entre os elementos de grelha equivalente, conforme a área de influência de cada uma. De acordo com Doria (2007), podem ser distribuídas de forma uniforme ou com uma medida de aproximação (concentradas nos nós), nesse caso pode-se utilizar o processo das áreas de influência. Dentro do modelo os carregamentos atuantes provocam deslocamentos, rotações e 3 esforços nodais, os quais são: momentos fletores (m_1 e m_2 , no sentido do eixo da barra); esforços cortantes (v_1 e v_2) e momentos torçores (t_1 e t_2), conforme ilustra a Figura 13.

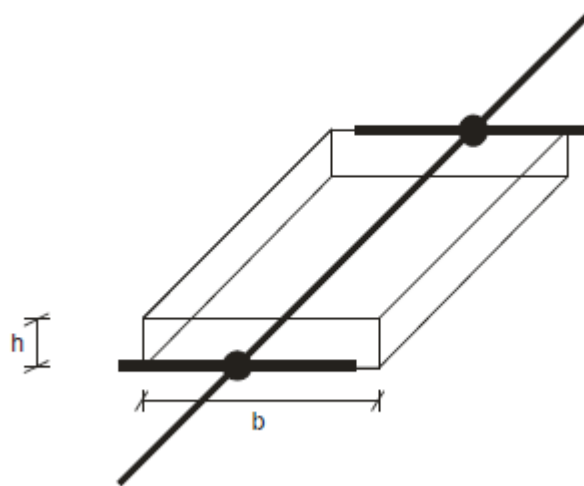
Figura 13 - Esforços nas barras.



FONTE: DORIA (2007).

As propriedades físicas e geométricas (Figura 14) do material da placa interferem diretamente nos resultados obtidos. Esse trabalho analisará as placas de concreto armado (radier), utilizando os parâmetros e propriedades características de tal material conforme as normativas da NBR 6118.

Figura 14 - Geometria de um elemento de grelha.



FONTE: DORIA (2007).

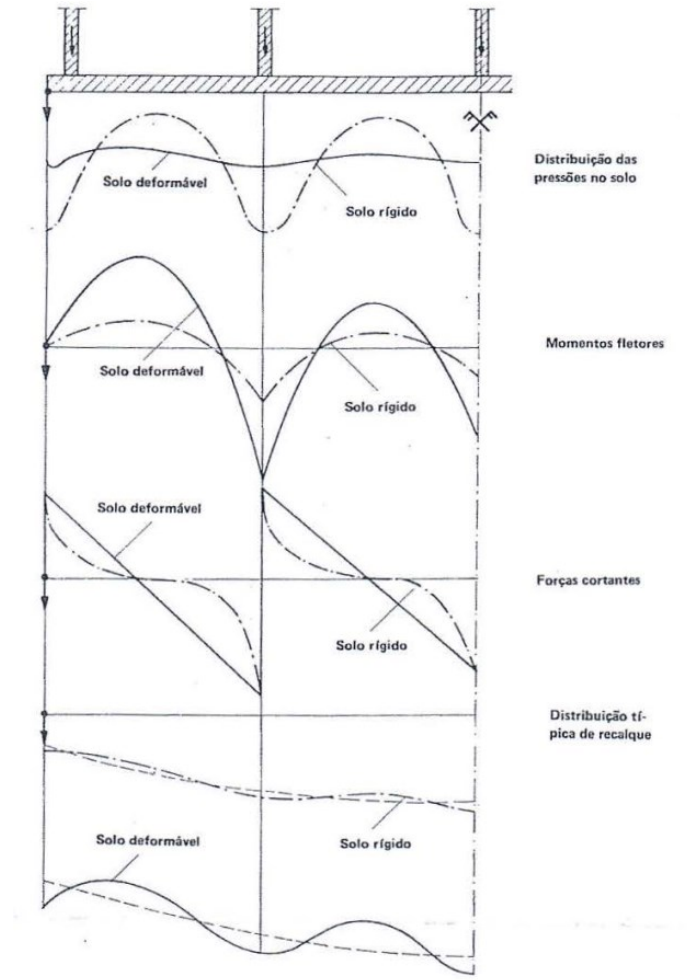
2.4.1.4 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DO RADIER

2.4.1.4.1 ESPESSURA MÍNIMA

Segundo a NBR 6118, item 13.2.4.1, as lajes maciças devem possuir espessura mínima de 8 cm (considerando o fato de ser uma laje de fundação). De acordo com Leonhardt (1978), em construções industriais, por se desejar apenas pilares presentes, inclusive no subsolo, é o piso quem deve suportar as cargas de armazenamento. Nesses casos a laje de fundação é extremamente vantajosa pelo fato de aproveitar as influências de sua rigidez à flexão e da deformação do solo na distribuição das pressões, com consequente diminuição dos momentos fletores, conforme a Figura 15. Na prática, os radies são executados com espessura $d \geq l/45$

≥ 20 cm, sendo l o vão entre o eixo dos pilares, portanto, podemos observar que os radiers são esbeltos.

Figura 15 - Influência da rigidez do solo nos esforços solicitantes de um radier flexível.



FONTE: NETZEL APUD LEONHARDT (1978).

2.4.1.4.2 DIMENSIONAMENTO A FLEXÃO – ARMADURA MÍNIMA

De acordo com a NBR 6118, no item 19.3.3.2, a fim de otimizar o desempenho e a ductilidade a flexão, além de controlar a fissuração, são necessários valores mínimos de armadura passiva que podem ser calculados com base no momento mínimo.

$$M_{d, \text{mín}} = 0,8 W_o f_{ctk, \text{sup}} \quad (2.10)$$

onde:

W_o é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, dado pela divisão entre o momento de inércia da seção bruta (I_c) pela distância da linha neutra até a fibra mais tracionada da seção (y_t) relativo a fibra mais tracionada;

$$W_o = \frac{I_c}{y_t}$$

$f_{ctk, sup}$ é a resistência característica superior do concreto a tração, dada por:

$$f_{ctk, sup} = 1,3 \cdot f_{ct, m}$$

onde, $f_{ct, m}$ é dada por:

$$f_{ctm} = f_{ck}^{2/3} \cdot 0,3$$

2.4.1.4.3 DIMENSIONAMENTO A FORÇA CORTANTE

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 19.4.1, as lajes maciças podem dispensar armadura transversal para resistir aos esforços cortantes, quando:

$$V_{sd} < V_{rd1} \quad (2.11)$$

Onde V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo (por metro de laje), e V_{rd1} a força cortante resistente de cálculo por metro de laje.

A força resistente de cálculo (V_{rd1}) é expressa por:

$$V_{rd1} = (\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (2.12)$$

onde:

τ_{rd} é a tensão resistente de cálculo ao cisalhamento: $\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd}$;

k é coeficiente em função da taxa de armadura existente na região próxima ao apoio onde está sendo considerada a força cortante, sendo igual a 1 para elementos onde 50% da armadura inferior não chega até o apoio e para os demais casos:

$$k = (1, 6 - d);$$

$b_w d$ é a largura mínima da seção ao longo da altura útil d ;

ρ_1 é igual a: $\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bwd}$; não maior que (0,02);

$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c$.

Quando for necessário projetar a laje com armadura transversal para força cortante, a NBR 6118 recomenda que sejam seguidos os critérios apresentados em 17.4.2, da presente norma, que trata do dimensionamento de vigas para força cortante.

2.4.1.4.4 PUNÇÃO

Quando for necessário, as armaduras para resistir à punção devem ser constituídas por estribos verticais ou conectores (studs), com preferência para utilização destes últimos.

Segundo a NBR 6118, item 19.5.3.3, quando houver necessidade de punção, a tensão resistente na superfície crítica C' é calculada por:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{Sr} \frac{A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha}{u \cdot d} \quad (2.13)$$

onde:

Sr = espaçamento radial entre linhas de armadura de punção, não maior do que 0,75 d ;

A_{sw} = área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C' ;

α = ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

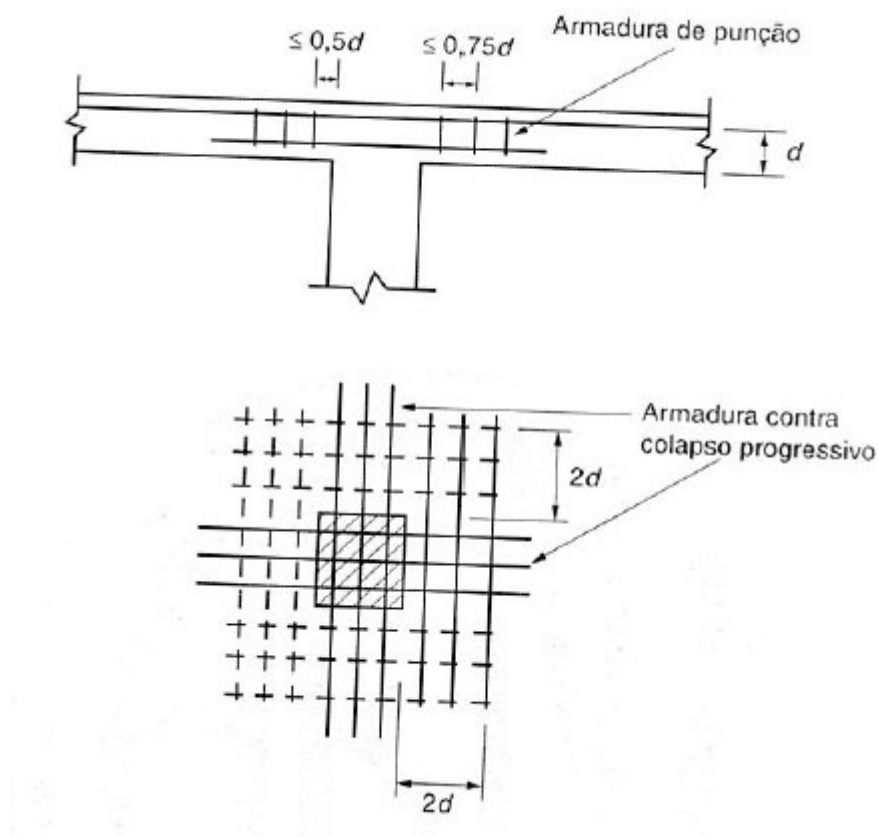
u = perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto;

f_{ywd} = é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos (de aço CA-50 ou CA-60).

A armadura deve ser preferencialmente constituída de três ou mais linhas de conectores tipo pino, com extremidades alargadas, dispostas radialmente a partir do perímetro do pilar. Devem ser ancoradas fora do plano de armadura de flexão.

Em relação à bitola, o diâmetro da armadura de estribos não deve ultrapassar $h/20$ da laje, devendo haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos. As regiões mínimas em que devem ser dispostas as armaduras de punção estão demonstradas na Figura 16.

Figura 16 - Regiões: Armaduras de punção e contra colapso progressivo.



FONTE: ABNT NBR 6118 (2014).

Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos C' , conforme Figura 17. No caso de ser necessário a armadura de punção, devem ser feitas as verificações:

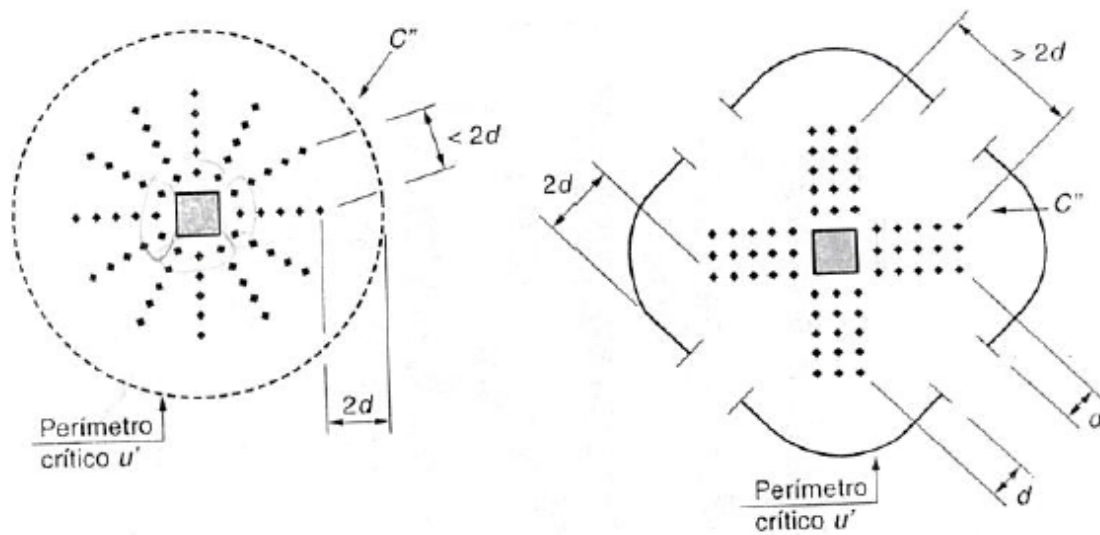
- Tensão resistente de compressão do concreto no contorno C :

$$\tau_{sd} < \tau_{rd2}$$

- Tensão resistente à punção no contorno C' :

$$\tau_{sd} < \tau_{rd3}$$

Figura 17 – Perímetros críticos



FONTE: ABNT NBR 6118 (2014).

A fim de garantir a ductilidade local e a consequente proteção contra o colapso progressivo, a armadura de flexão inferior que atravessa o contorno C deve ser suficientemente ancorada além do contorno C' ou C'' (Figura 18), e deve atender:

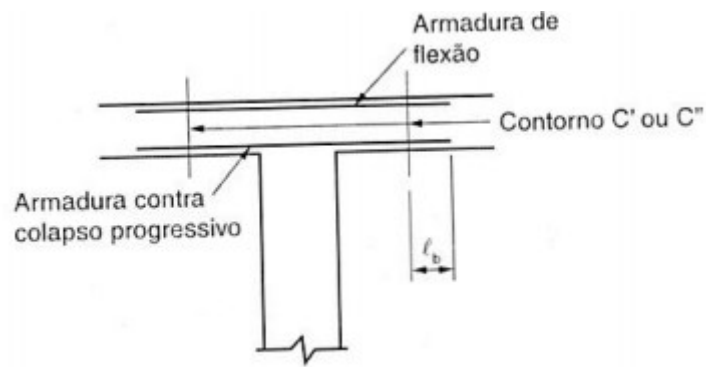
$$F_{yd}.A_{s,ccp} \geq 1,5.F_{sd} \quad (2.14)$$

onde:

$A_{s,ccp}$ = somatório de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada uma das faces do pilar;

F_{sd} = pode ser calculado com $\gamma_f = 1,2$.

Figura 18 - Armadura contra colapso progressivo.

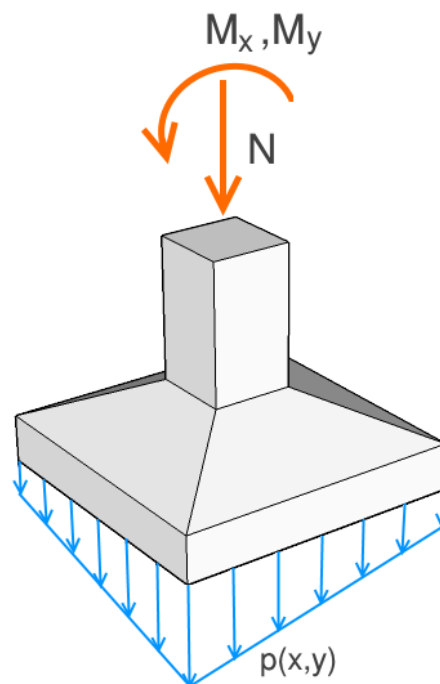


FONTE: ABNT NBR 6118 (2014).

2.4.2 SAPATA

De acordo com Caputo (2015), define-se sapata (Figura 19) como o elemento de fundação de concreto armado que possui pequena altura em relação às demais dimensões, e, ao contrário do bloco, trabalha não apenas à compressão, mas também responde aos esforços solicitantes de flexão.

Figura 19 - Sapata: forças, momentos e pressões atuantes.



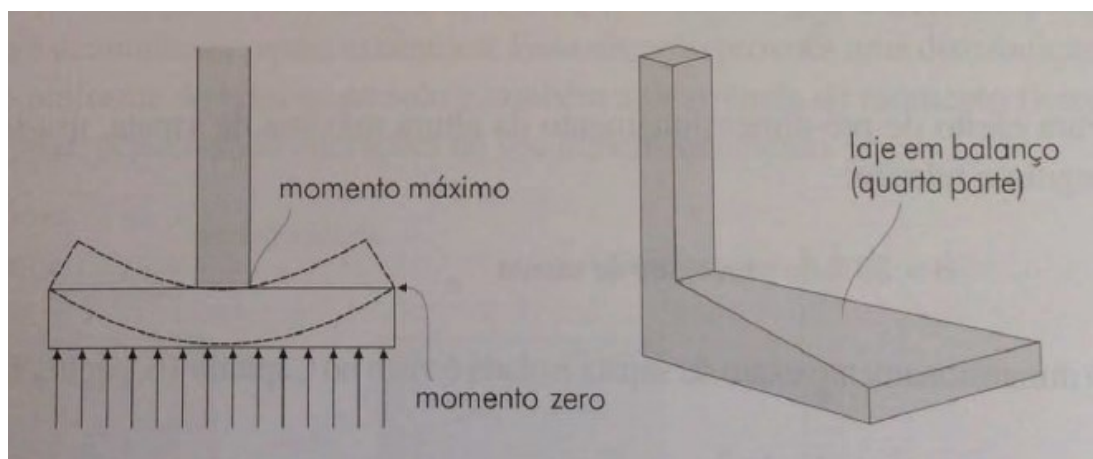
FONTE: LONGO (2018).

A NBR 6122 determina que sapata é o “elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim”.

Segundo Rebello (2008), a sapata isolada (fundação isolada) é utilizada quando o carregamento da superestrutura é transmitido de forma pontual ou concentrada, como exemplo as cargas de pilares e as reações da viga baldrame. Conforme Caputo (2015), a sapata excêntrica (fundação excêntrica), é utilizada quando a aplicação das cargas resultante não passa pelo centro de gravidade da base; nesse caso associa-se a sapata com a fundação do pilar mais próximo através de uma viga de equilíbrio.

As dimensões da sapata são determinadas conforme a resistência do solo e também das cargas aplicadas, de modo que as tensões no solo sejam no máximo iguais à sua tensão admissível. Como o comportamento desse elemento de fundação é muito complexo, pode ser analisado de forma profunda somente através da teoria da elasticidade, ou por meio computacional (elementos finitos). Segundo Rebello (2008), um modelo aproximado de comportamento, que responde aos objetivos práticos e econômicos, é o que supõe a sapata comportando-se como se estivesse repartida em 4 triângulos independentes, engastados no pilar e recebendo como carga a reação do solo, conforme demonstra a Figura 20.

Figura 20 - Modelo de comportamento aproximado de uma Sapata Isolada.



FONTE: REBELLO (2008).

2.4.2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS

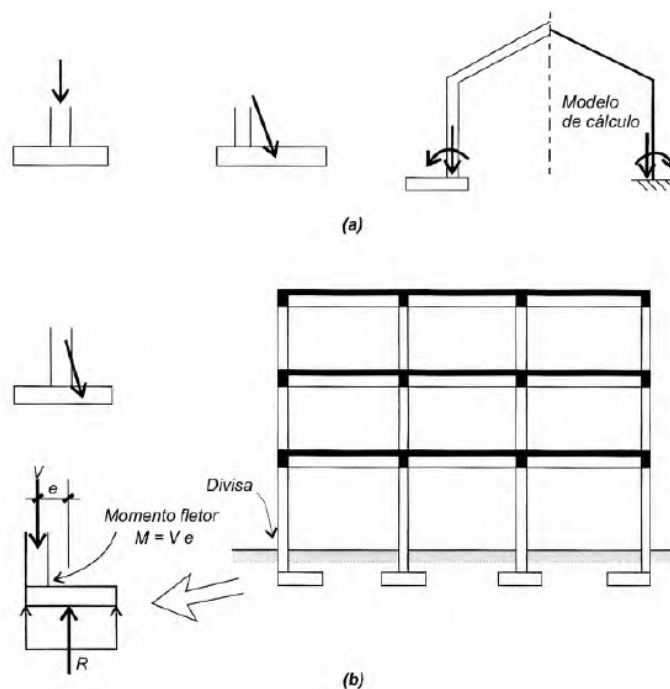
Segundo Caputo (2015), em relação à forma, as sapatas podem ser:

- Quadradas;
- Retangulares;
- Octagonais;
- Circulares.

Segundo Velloso e Lopes (2010), em relação à aplicação geométrica da carga as sapatas dividem-se em (Figura 21):

- Isoladas: quando a resultante do carregamento passando pelo centro de gravidade da área da base;
- Excêntricas: quando a resultante do carregamento não passa pelo centro de gravidade da área da base.

Figura 21 - (a) Sapatas Isoladas; (b) Sapatas excêntricas.



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

De acordo com Araújo (2014), em função das suas dimensões as sapatas podem ser classificadas em:

- Rígidas
- Flexíveis

Conforme a NBR 6118, no item 22.6.1, define-se sapata rígida a sapata que atende a seguinte verificação:

$$h \geq \frac{a - a_p}{3} \quad (2.15)$$

onde:

h é a altura da sapata;

a é a dimensão da sapata em determinada direção;

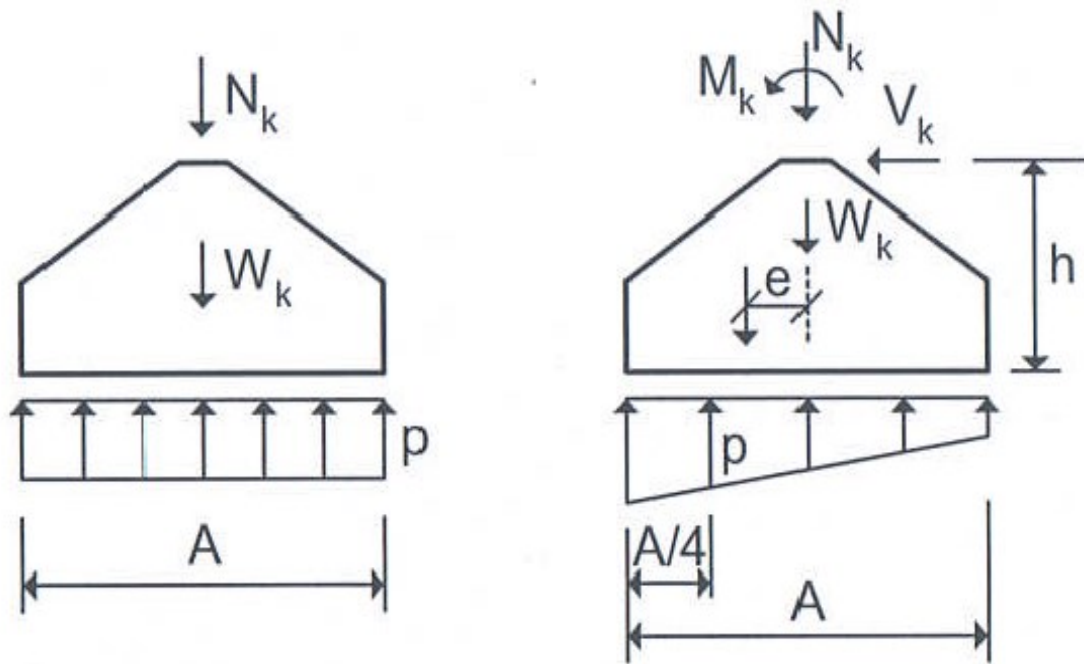
a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

Caso contrário, a sapata é dita flexível.

2.4.2.2 MÉTODO DE CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

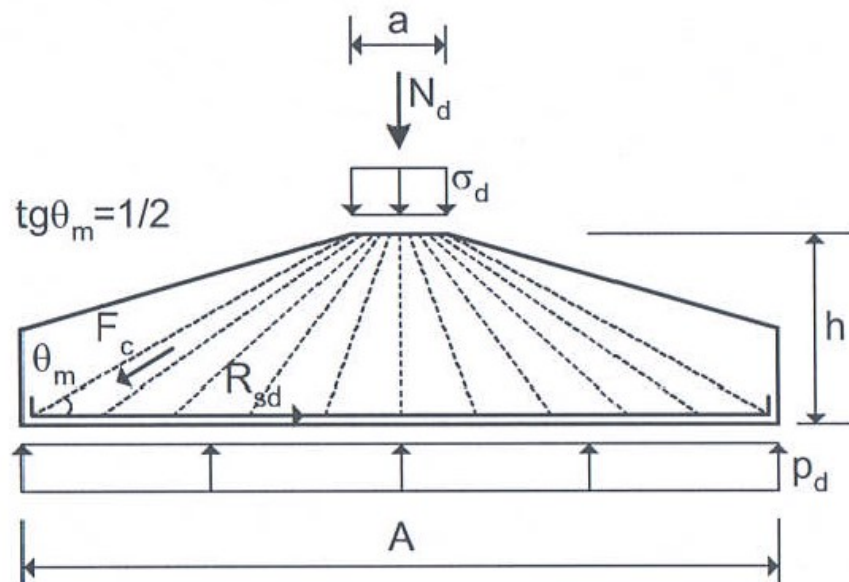
De acordo com Araújo (2014), exceto no caso de fundações sobre rocha, as reações do terreno sob a base de uma sapata rígida podem ser consideradas lineares quando a carga é excêntrica, ou uniformes, quando a carga está centrada, conforme demonstra a Figura 22.

Figura 22 - Reações do solo sob uma sapata rígida.



FONTE: ARAÚJO (2014).

Figura 23- Modelo de cálculo das bielas e tirantes.



FONTE: ARAÚJO (2014).

O cálculo de uma sapata pelo Método das Bielas e Tirantes (Figura 23), segundo Botelho (2015) e Araújo (2014), segue os procedimentos roteirizados abaixo:

Segundo Araújo (2014):

a-) Área da base da sapata:

A área da base da sapata ($S = A \times B$) é determinada fazendo com que $p < \sigma_{adm}$, assim:

$$S = \frac{N_k + W_k}{\sigma_{adm}} \quad (2.16)$$

Onde: N_k é a carga proveniente do pilar; W_k é a carga devido ao peso do elemento estrutural; σ_{adm} é a tensão admissível do solo.

b-) Lados AB:

Com a área da base definida, deve-se encontrar os lados “A” e “B” da sapata, os quais relacionam-se com as dimensões “a” e “b” dos pilares.

$$A = \sqrt{\left(\frac{a}{b}\right) S} \quad B = \sqrt{\left(\frac{a}{b}\right) S} \quad (2.17) \text{ e } (2.18)$$

c-) Altura h/h_0 :

A altura da sapata “h”, para ser considerada rígida, deve obedecer aos limites abaixo:

$$h \geq \frac{A-a}{4} \quad \text{e} \quad h \geq \frac{B-b}{4} \quad (2.19) \text{ e } (2.20)$$

Sendo A e B as dimensões dos lados da sapata, e “a” e “b” as dimensões dos pilares. Além disso, deve se garantir que $h \geq 0,6 lb + 5 \text{ cm}$ para permitir a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, sendo lb o comprimento de ancoragem.

d-) Tensão σ_d : A tensão atuante no topo da sapata é dada por

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab} \quad (2.21)$$

onde N_d é a força normal de cálculo do pilar; a e b as dimensões do pilar.

Se $\sigma_d \leq 0,2 f_{cd}$, as bielas convergem para a seção do topo da sapata sem ocorrer esmagamento. O braço de alavanca é $Z = d$.

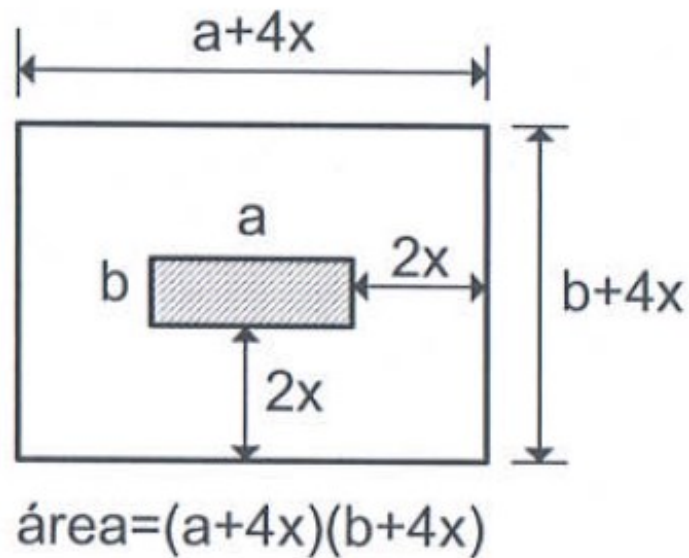
Se $\sigma_d > 0,2 f_{cd}$, as bielas convergem para uma seção situada a uma distância x do topo da sapata.

Com f_{cd} sendo a resistência a compressão de cálculo do concreto, calculada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

A Figura 24 demonstra a área dessa seção.

Figura 24 - Seção a uma distância x do topo.



FONTE: ARAÚJO (2014).

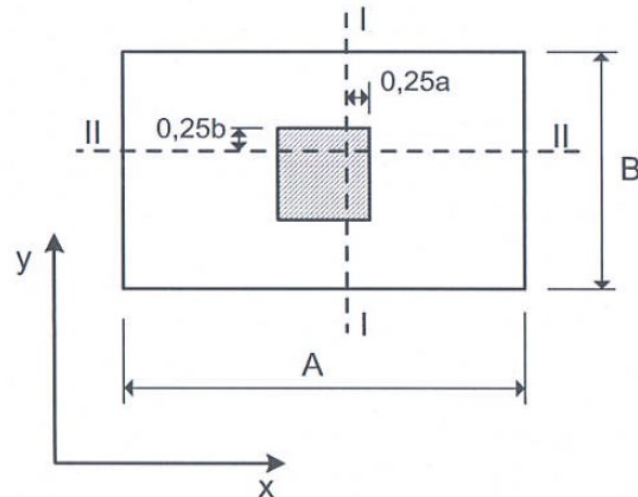
A tensão normal nesse plano horizontal é

$$\sigma_d = \frac{N_d}{(a+4x)(b+4x)} \quad \sigma_d \leq 0,2 f_{cd} \quad (2.22)$$

A equação (2.22) fornece a profundidade x da seção para onde as bielas devem convergir. O braço de alavanca é $Z = d - x$.

e-) Armaduras: Para dimensionar as armaduras indicam-se duas seções de referência para o cálculo dos momentos, conforme aponta a Figura 25.

Figura 25 - Seções de referência para o cálculo de momentos.



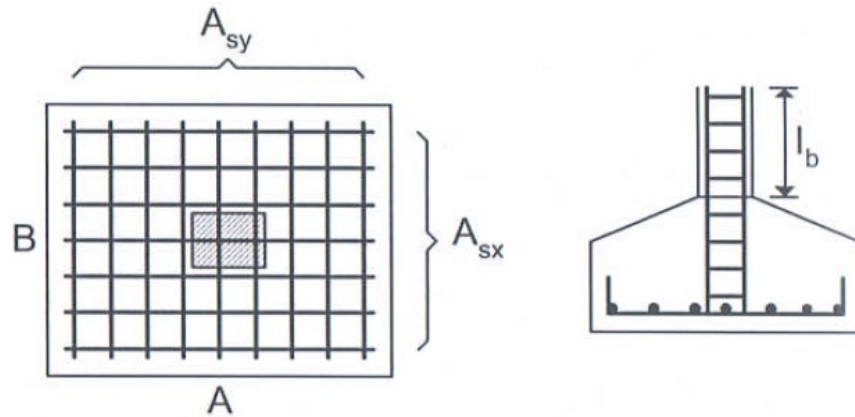
FONTE: ARAÚJO (2014).

No caso das cargas centradas, as áreas de aço (cm^2) nas direções x e y são calculadas com as seguintes expressões:

$$A_{sx} = \frac{Nd(A-a)}{8Zf_yd} \quad A_{sy} = \frac{Nd(B-b)}{8Zf_yd} \quad (2.23) \text{ e } (2.24)$$

f-) Detalhamento: A armadura do pilar é colocada até o fundo da sapata e a espera, deixada sobre a sapata, tem comprimento l_b . A Figura 26 demonstra o detalhamento e a disposição das armaduras em uma sapata.

Figura 26-Disposição das armaduras em uma sapata.



FONTE: ARAÚJO (2014).

Segundo Botelho (2015):

a-) Área da sapata:

A área da sapata é definida pela seguinte equação (2.25):

$$A_{sap} = \frac{P}{\sigma_{adm}} \quad (2.25)$$

Onde: P é a carga do proveniente do pilar, e σ_{adm} é atenção admissível do solo.

b-) Lados da sapata:

Com a área da sapata definida, considerando uma sapata quadrada, deve-se encontrar os lados “A” e “B” por meio da equação abaixo (2.26):

$$A = B = \sqrt{A_{sap}} \quad (2.26)$$

c-) Altura “h” e “ho”:

A altura da sapata “h”, para ser considerada rígida, deve obedecer aos limites abaixo:

$$h \geq \frac{B - b}{3}, \quad h \geq \frac{A - a}{3} \quad \text{e} \quad h \geq l_b \text{ pilar} \quad (2.27), (2.28) \text{ e } (2.29)$$

Sendo A e B as dimensões dos lados da sapata; “a” e “b” as dimensões dos pilares; l_b o comprimento de ancoragem, calculado por:

$$lb = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{fyd}{fbd} \geq 25\emptyset$$

Além disso, para o cálculo de h_0 é válida a seguinte relação:

$$h_0 \geq 20 \text{ cm}; \frac{h}{3} \quad (2.30)$$

d-) Parâmetros geométricos

Os parâmetros C_a , C_{ia} , C_b e C_{ib} , utilizados nas fórmulas para o cálculo de momentos, estão relacionados a geometria da sapata e do pilar. Suas equações são descritas abaixo:

$$C_a = \frac{A - a}{2} \quad \text{e} \quad C_b = \frac{B - b}{2} \quad (2.31) \text{ e } (2.32)$$

Onde A e B são as dimensões dos lados das sapatas; “ a ” e “ b ” são as dimensões dos pilares.

$$C_{ia} = \frac{A - C_a}{2} + 0,15 \times a \quad \text{e} \quad C_{ib} = \frac{B - C_b}{2} + 0,15 \times b \quad (2.33) \text{ e } (2.34)$$

Onde A e B são as dimensões dos lados das sapatas; “ a ” e “ b ” são as dimensões dos pilares.

e-) Momentos

O cálculo dos momentos atuantes é descrito pelas equações a seguir:

$$M_a = \frac{\sigma_s \times C_{ia}^2}{2} \times B \quad \text{e} \quad M_b = \frac{\sigma_s \times C_{ib}^2}{2} \times A \quad (2.35) \text{ e } (2.36)$$

Onde C_{ia} e C_{ib} são os parâmetros geométricos obtidos pelas equações (2.33) e (2.34); A e B são os lados das sapatas; σ_s é a tensão da sapata atuante no solo, calculada através da divisão entre a carga proveniente do pilar e a área da sapata:

$$\sigma_s = \frac{P}{A \times B}$$

f-) Áreas de aço: $A_s(A)$ e $A_s(B)$

O cálculo das áreas de aço é dado pelas equações abaixo:

$$A_s(A) = \frac{1,4 \times M_a}{0,8 \times d \times f_{yd}} \quad \text{e} \quad A_s(B) = \frac{1,4 \times M_b}{0,8 \times d \times f_{yd}} \quad (2.37 \text{ e } 2.38)$$

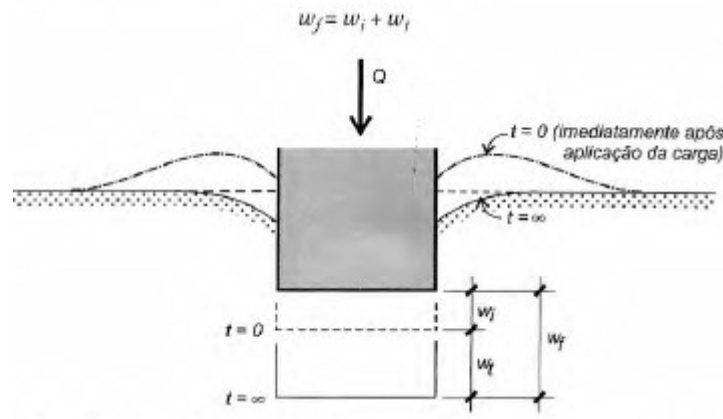
Onde $A_s(A)$ é a área de aço em cm^2 na direção A ; $A_s(B)$ é a área de aço em cm^2 na direção B ; M_a e M_b são os momentos calculados por meio das equações (2.35) e (2.36); d é a altura útil da sapata; f_{yd} é a tensão de escoamento do aço.

2.5 RECALQUES

De acordo com Velloso e Lopes (2010), ao ser carregada, uma estrutura sofre recalques, que ocorrem imediatamente após a carga (recalque instantâneo), e em parte, ao longo do tempo (recalque no tempo).

O recalque total é dado pela soma entre a parcela de recalque que ocorre imediatamente após o carregamento (w_i) com a parcela que ocorre ao longo do tempo (w_t), sendo o recalque final (w_f) o somatório de w_i com w_t , conforme demonstra a Figura 27.

Figura 27 - Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada.



FONTE: VELLOSO E LOPES (2010).

Conforme explica Velloso e Lopes (2010), o recalque no tempo ocorre devido à migração de água dos poros, que consequentemente reduz o índice de vazios no solo, fenômeno conhecido por adensamento. Em solos arenosos (como o do presente trabalho), os quais possuem drenagem rápida, o recalque total é consideravelmente rápido, visto que não há geração de excessos de poro-pressão com o carregamento.

De acordo com Caputo (2015), os recalques podem ser distinguidos em três grupos: recalques por deformação elástica, recalques por escoamento lateral e recalques por adensamento. Os recalques por deformação elástica, são aqueles em que o solo se deforma devido à ação da carga aplicada, são imediatos e predominam nos solos não coesivos. Os recalques por escoamento lateral, são aqueles que ocorrem devido à movimentação lateral das partículas de solo das zonas mais carregadas para as menos solicitadas, predominando em solos não coesivos e sob fundações rasas. E por fim, os recalques por adensamento, os quais provêm da expulsão da água dos vazios do solo, ocorrendo predominantemente em solos coesivos.

2.5.1 ESTIMATIVA DE RECALQUES

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os métodos utilizados para a estimativa dos recalques podem ser separados em três categorias: métodos racionais, métodos semi-empíricos e métodos empíricos. Os métodos racionais

possuem modelos de cálculo teoricamente exatos, com os parâmetros de deformabilidade do solo obtidos em laboratório ou em ensaios in situ. Os métodos semi-empíricos correlacionam os parâmetros de deformabilidade do solo com os resultados obtidos em ensaios de penetração (SPT, CPT), aplicando os valores encontrados em modelos para previsão de recalques. E por fim, os métodos empíricos, os quais utilizam tabelas de tensões admissíveis para diferentes solos e então, os valores de recalque usualmente aceitos em estruturas convencionais são obtidos.

O presente trabalho fará uso de um método semi-empírico.

2.5.2 MÉTODO DE DÉCOURT

Para solos arenosos, Décourt (1992) *apud* Hachich (1998), propôs o cálculo do recalque de placa em função do “N” SPT, conforme a equação (2.39):

$$s = 27 \times \frac{q \times B^{0,7}}{N} \quad (2.39)$$

onde

q = pressão média aplicada ao solo, calculada pela divisão da soma das cargas verticais atuantes dividida pela área de contato (MPa);

B é a menor dimensão da placa (metros);

s é o recalque em centímetros.

2.5.3 RECALQUES E DEFORMAÇÕES ADMISSÍVEIS

Segundo Milititsky (2008), dominar o conhecimento a respeito dos recalques admissíveis é fundamental em duas situações: a primeira durante a fase de projetos e dimensionamento de fundações, quando é feito o cálculo da estimativa dos recalques e é possível tornar a solução de fundações compatível com o recalque admissível e a segunda, quando ocorre o controle de recalques, durante a construção da estrutura ou quando a estrutura está sob algum efeito adverso, sendo

necessária a definição de um limite a partir do qual a estrutura passa a ser considerada problemática.

Entretanto, Milititsky (2008), ressalta que é consenso entre profissionais da área que o assunto é complexo, não existindo solução única e reconhecida como adequada, tanto na teoria, quanto na prática. O que existe são recomendações formuladas a partir de dados obtidos em estudos de caso, por isso é fundamental a cautela ao utilizar os valores recomendados.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), uma estrutura pode se deformar de 3 modos diferentes ou com uma combinação deles: recalques uniformes, onde ocorrem danos estéticos e funcionais (danos a tubulações, rampas, escadas, etc...); recalques desuniformes sem distorção, ocorrendo danos estéticos e desnivelamento de pisos, sendo mais visível quanto mais alto o prédio; recalques desuniformes com distorção, apresentando danos estéticos, desnivelamento de pisos, danos a tubulações, rampas, escadas, fissurações e danos estruturais.

Conforme Velloso e Lopes (2010), a quantificação das deformações admissíveis é realizada em termos das distorções angulares (β) ou de relações de deflexão (Δ/L), de acordo com o tipo da estrutura. As Tabelas 2 e 3 e a figura 28, estão presentes em Velloso e Lopes (2010) e reúnem valores limites de distorção angular e deflexão propostos por diversos autores.

Tabela 2 – Valores limites de distorção angular para edifícios estruturados e paredes portantes armadas.

	Skempton e MacDonald	Meyerhof	Polshin e Tokar	Bjerrum
Danos estruturais	1/150	1/250	1/200	1/150
Fissuras em paredes e divisórias	1/300; recomendado 1/500	1/500	1/500 (0,7/1000 a 1/1000 em painéis extremos)	1/500

FONTE: VELLOSO E LOPES (2010)

3 METODOLOGIA

A fim de atingir os objetivos propostos é necessário realizar o dimensionamento das fundações do edifício residencial utilizando duas soluções: primeiro por meio das sapatas isoladas e num momento posterior, através do radier liso. A partir do projeto e detalhamento dos elementos estruturais é efetuada a análise do desempenho de ambas. Abaixo, é descrita uma sequência dos procedimentos executados para facilitar a compreensão do presente trabalho.

1. Apresentação do Projeto Arquitetônico desenvolvido para o Edifício Residencial por meio do software Revit 2021;
2. Caracterização do solo;
3. Apresentação do Projeto Estrutural desenvolvido (com base nas delimitações do projeto arquitetônico) por meio do software de cálculo estrutural Eberick versão 2021;
4. Apresentação dos resultados do dimensionamento das fundações;
5. Análise e comparação dos resultados e do desempenho das fundações utilizadas.

3.1 PROJETO ARQUITETÔNICO

Trata-se de um edifício residencial com 357,90 m² de área de implantação, o qual possui pavimento térreo, 5 pavimentos tipo e pavimento cobertura, perfazendo uma altura total de 25,35 metros. Cada pavimento tipo possui dois apartamentos com área de 169,25 m², além de uma área de circulação com 49,60 m², contando com escada e elevador. O pavimento térreo possui área de circulação de 49,60 m² (*hall* de entrada) e dois estacionamentos com 154,20 m² cada.

A disposição de ambientes, dimensões e perspectivas do projeto seguem no Apêndice 01 do presente trabalho e mostradas nas figuras 29 a 33.

Figura 29 - Perspectiva do edifício residencial projetado pelo autor.



FONTE: AUTOR (2021)

Figura 30 - Perspectiva 02 do edifício residencial projetado pelo autor.



FONTE: AUTOR (2021).

Figura 31 - Vista frontal do edifício residencial projetado pelo autor.



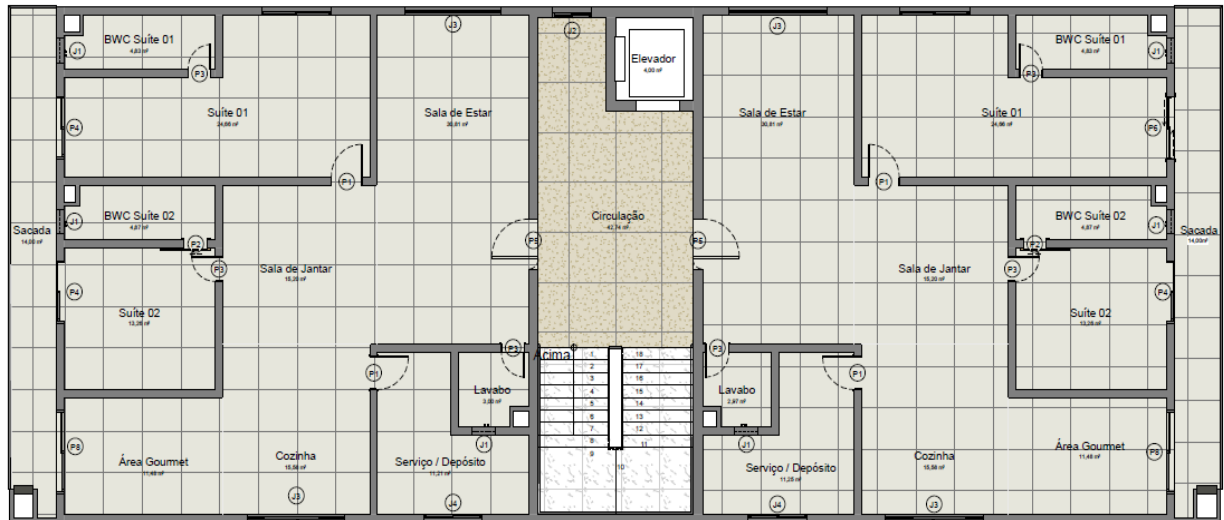
FONTE: AUTOR (2021).

Figura 32 - Croqui do pavimento térreo.



FONTE: AUTOR (2021).

Figura 33 - Croqui do pavimento tipo.



FONTE: AUTOR (2021).

3.2 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

As características e parâmetros do solo no qual será realizado o dimensionamento das fundações rasas são obtidas por meio do ensaio de penetração normal “SPT” (cedido pelo Departamento de Engenharia da Prefeitura de Matinhos) executado em terreno localizado no cruzamento da Avenida Maringá com a Rua Antonina, no bairro do Centro, em Matinhos-PR.

Os dados obtidos do ensaio também servem de base para o cálculo da tensão admissível do solo, e por meio das relações empíricas, do coeficiente de recalque vertical e coeficiente de recalque horizontal, bem como ângulo de atrito e peso específico. O SPT foi realizado em 3 pontos do terreno, conforme demonstra a figura 34. O solo da localidade é característico de regiões litorâneas, sendo predominantemente arenoso. Segundo Nogueira Filho (2018), as sondagens avançaram através de uma camada delgada de solo orgânico, arenoso a areno argiloso, com predominância de sedimentos marinhos nas camadas mais profundas, constituídas de areias muito finas e bem selecionadas. O lençol freático foi atingido próximo à superfície do terreno nos 3 pontos de sondagem.

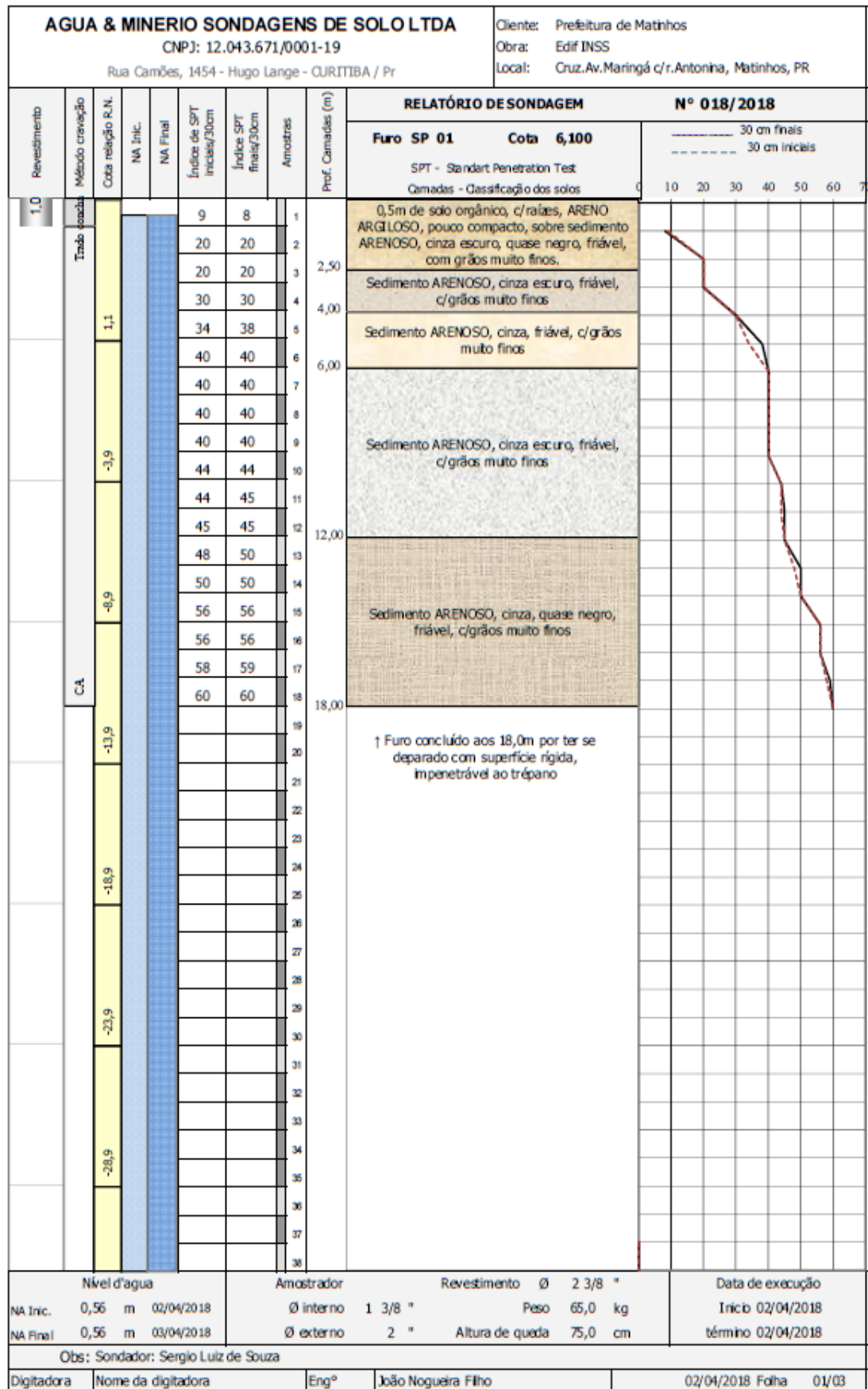
Figura 34 - Imagem do terreno sondado com a posição dos furos de sondagem.



FONTE: ÁGUA MINÉRIOS E SONDAGENS DE SOLO LTDA (2018)

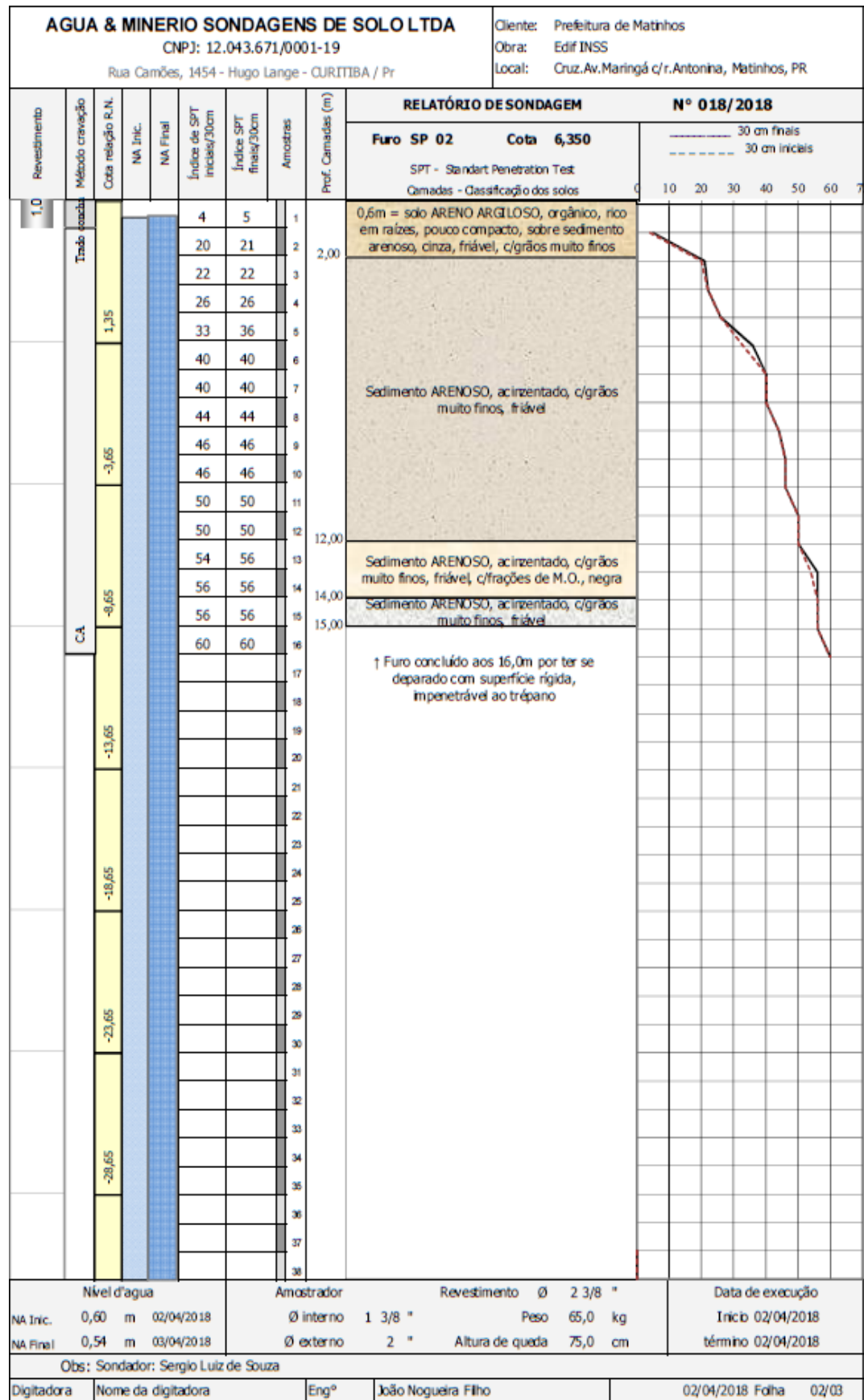
Para ilustrar as características do solo, segue nas Figuras 35,36 e 37, os laudos de sondagem realizados pela empresa Água e Minério Sondagens de Solo Ltda e cedidos pelo Departamento de Engenharia da Prefeitura Municipal de Matinhos.

Figura 35 - Laudo de sondagem furo 01.



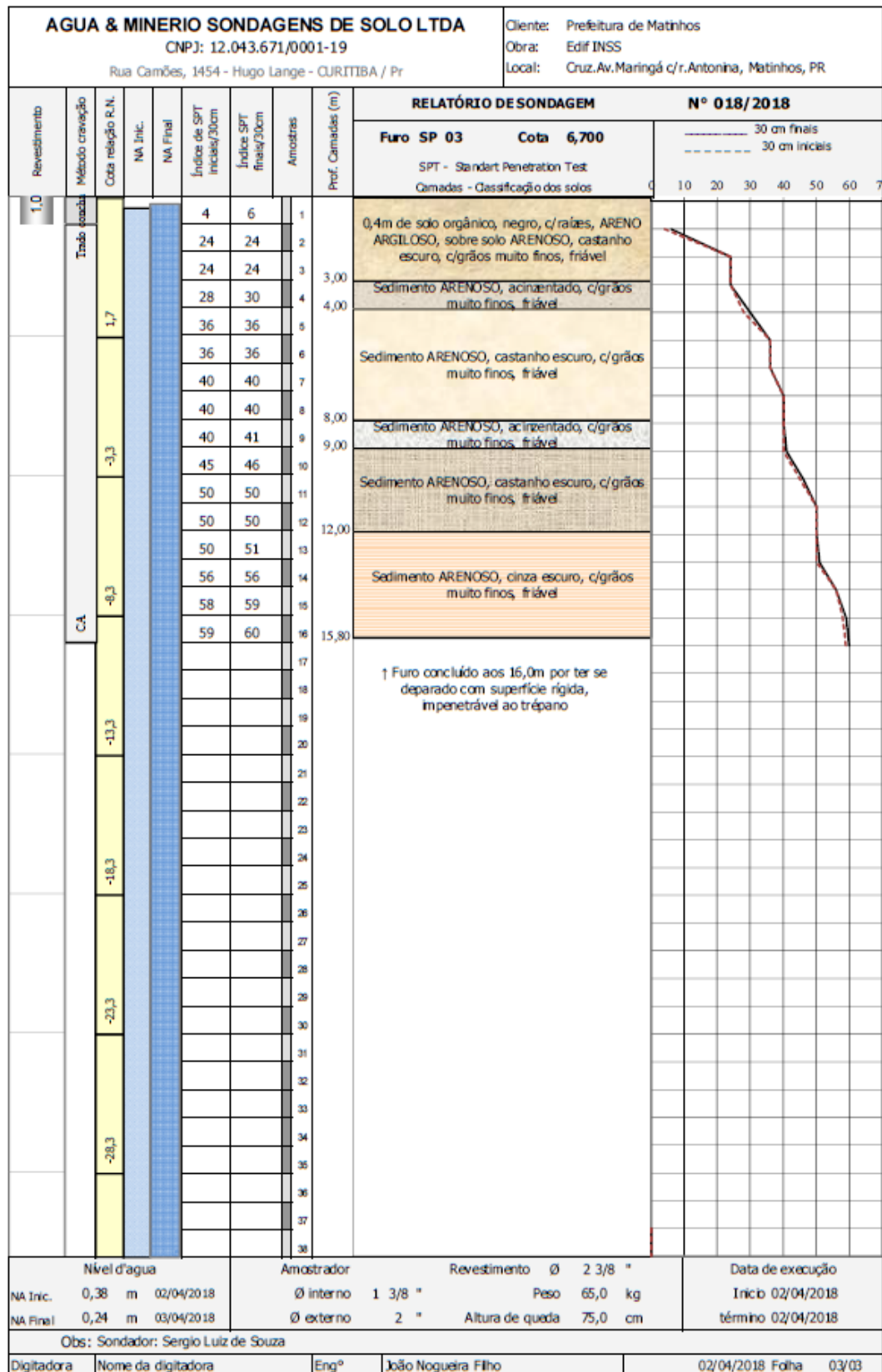
FONTE: ÁGUA MINÉRIOS E SONDAgens DE SOLO LTDA (2018)

Figura 36 - Laudo de sondagem furo 02.



FONTE: ÁGUA MINÉRIOS E SONDAgens DE SOLO LTDA (2018)

Figura 37 - Laudo de sondagem furo 03.



3.3 PARÂMETROS DO SOLO PARA DIMENSIONAMENTO DE SAPATAS

3.3.1 TENSÃO ADMÍSSÍVEL DO SOLO

Definiu-se como cota de assentamento das sapatas a profundidade de 1,5 metros. Como hipótese fundamental do presente trabalho, consideramos que todo o terreno em questão está no nível 0 metros. A decisão de considerar a profundidade como 1,5 metros levou em conta a necessidade de ultrapassar a camada de solo orgânico e por termos um “N” SPT elevado, variando entre 20 e 24 golpes entre o primeiro e segundo metro de sondagem nos 3 furos apresentados. Ainda, de acordo com a Tabela de Estados de consistência e compacidade dos solos, apresentada no item 2.2.1 desse trabalho, na cota de assentamento escolhida, encontramos nos 3 furos de sondagem uma areia classificada como compacta.

Conforme apresenta Rebello (2008), quando as dimensões da sapata já forem pré-determinadas, é possível calcular a tensão admissível por meio da verificação do que ocorre em camadas mais profundas do solo, calculando um “N” SPT médio a profundidade de 1,5 vezes a maior largura da sapata. Assim, um dos métodos empíricos para calcular a tensão admissível(σ) (em kgf/cm²) é dado pela equação (3.1):

$$\sigma = \frac{\text{"N" SPT médio}}{5} \quad (3.1)$$

A fim de efetuar um cálculo de tensão admissível considerando o bulbo de tensões causado pelo elemento de fundação, utilizou-se a pré-dimensão de 1,5 metro de lado nas sapatas para obter a tensão admissível do solo. Sendo assim, para uma sapata com lado de 1,5 metros será considerado um bulbo de tensões de 2 metros de profundidade (1,5 vezes a largura da sapata), a partir da base da fundação. Portanto, a Tabela 4 apresenta os valores obtidos nos 3 furos de sondagem para a tensão admissível do solo em kN/m².

Tabela 4 - Tensão admissível do solo x ponto de sondagem x profundidade.

Pontos de Sondagem	"N" SPT			Média	σ admissível (KN /m²)
	Profundidade (m)				
	1.5	2.5	3.5		
1	8	20	20	16	320
2	5	21	22	16	320
3	6	24	24	18	360

FONTE: AUTOR (2021).

O resultado foi obtido através da soma dos "N" SPT nas profundidades de 1,5 metros, 2,5 metros e 3,5 metros do respectivo furo e da inclusão do valor da soma na fórmula (3.1).

A fim de priorizar a segurança e minimizar os possíveis erros provindos de correlações empíricas, será adotado nesse trabalho o menor valor obtido para a tensão admissível (320 KN/m²).

3.3.2 ÂNGULO DE ATRITO

No livro "Mecânica dos Solos e suas aplicações", a Tabela 5 demonstra correlações entre parâmetros do solo e número de golpes no ensaio SPT.

Tabela 5 - Parâmetros de Resistência em função do SPT.

AREIAS	Número de Golpes (SPT)	Grau de Compacidade (Gc) ou Densidade Relativa (Dr)	Ângulo de Atrito (Φ)
Muito fofa	<4	<0,2	< 30°
Fofa	4 - 10	0,2 – 0,4	30° - 35°
Média	10 - 30	0,4 – 0,6	35° - 40°
Compacta	30 - 50	0,6 – 0,8	40° - 45°
Muito compacta	> 50	> 0,8	> 45°

FONTE: CAPUTO (2015)

Portanto, considerando o valor do “N” SPT médio (calculado na Tabela 4) para a correlação entre número de golpes de SPT e ângulo de atrito, ao interpolarmos os resultados chegamos ao valor de 36.5 graus para o ângulo de atrito.

3.3.3 PESO ESPECÍFICO DO SOLO

De acordo com Godoy (1972), é possível relacionar o número de golpes do SPT com o peso específico do solo, conforme a Tabela 6.

Tabela 6 - Peso específico das areias x Nspt.

Nspt	Compacidade	Peso Específico (kN/m³)		
		Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 - 8	Pouco compacta	16	18	19
9 - 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 - 40	Compacta	18	20	21
≥ 40	Muito compacta	18	20	21

FONTE: GODOY (1972)

Considerando o solo saturado, devido ao nível do lençol freático inferior a 1 metro de profundidade nos três furos de sondagem, definimos o peso específico do solo para uma areia medianamente compacta, saturada e com “N” SPT médio de 16 golpes. Portanto o valor do peso específico do solo é de 20 kN/m³.

3.4 PARÂMETROS DO SOLO PARA DIMENSIONAMENTO DO RADIER

3.4.1 TENSÃO ADMÍSSÍVEL DO SOLO

Utilizando a equação (3.1), a Tabela 7 apresenta os resultados obtidos para a tensão admissível para o cálculo da fundação em radier, assentada na cota de 1 metro de profundidade (levando em consideração a hipótese fundamental do trabalho).

Tabela 7 - Tensão admissível do solo x ponto de sondagem x profundidade

Ponto de Sondagem	Profundidade	“N” SPT	σ admissível (KN /m ²)
1	1 metro	8	160
2	1 metro	5	100
3	1 metro	6	120

FONTE: AUTOR (2021).

Seguindo o critério disposto para o cálculo da sapata, será considerado o menor valor obtido para tensão admissível, ou seja, 100 KN/m².

3.4.2 COEFICIENTES DE REAÇÃO VERTICAL E HORIZONTAL

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os coeficientes de reação vertical e horizontal ou coeficientes de mola são as constantes de proporcionalidade definidas pela hipótese de Winkler por meio da equação (2.7).

Segundo Morrison (1993), a partir do valor da tensão admissível, é possível obter o coeficiente de reação vertical por meio de correlação empírica com o SPT. Uma vez determinado o coeficiente de reação vertical, obtemos o valor do coeficiente de reação horizontal conforme a equação abaixo (equação 3.2).

$$K_h = v.K_v \quad (3.2)$$

onde

v = Coeficiente de Poisson, para solos arenosos o valor é de 0,29 e para solos argilosos o valor é de 0,40 (Morrison,1993);

K_h = Coeficiente de reação horizontal;

K_v = Coeficiente de reação vertical.

Portanto, conforme os valores do coeficiente de reação vertical tabelados por Morrison (1993) como demonstra a Tabela 9, e de acordo com a equação (3.2), os valores do coeficiente de reação vertical e coeficiente de reação horizontal que serão utilizados para o cálculo do elemento estrutural de fundação radier estão descritos na Tabela 8.

Tabela 8 - Coeficientes de reação vertical e horizontal.

Coeficientes de Reação (kgf/cm³)	
Coeficiente de Reação Vertical	2.20
Coeficiente de Reação Horizontal	0.64

Fonte: AUTOR (2021).

Tabela 9 - - Tensão admissível do solo x Coeficiente de Reação Vertical.

Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (kgf/cm³)	Tensão admissível (kgf/cm²)	Kv (kgf/cm³)
0.25	0.65	2.15	4.30
0.30	0.78	2.20	4.40
0.35	0.91	2.25	4.50
0.40	1.04	2.30	4.60
0.45	1.17	2.35	4.70
0.50	1.30	2.40	4.80
0.55	1.39	2.45	4.90
0.60	1.48	2.50	5.00
0.65	1.57	2.55	5.10
0.70	1.66	2.60	5.20
0.75	1.75	2.65	5.30
0.80	1.84	2.70	5.40
0.85	1.93	2.75	5.50
0.90	2.02	2.80	5.60
0.95	2.11	2.85	5.70
1.00	2.20	2.90	5.80
1.05	2.29	2.95	5.90
1.10	2.38	3.00	6.00
1.15	2.47	3.05	6.10
1.20	2.56	3.10	6.20
1.25	2.65	3.15	6.30
1.30	2.74	3.20	6.40
1.35	2.83	3.25	6.50
1.40	2.92	3.30	6.60
1.45	3.01	3.35	6.70
1.50	3.10	3.40	6.80
1.55	3.19	3.45	6.90
1.60	3.28	3.50	7.00
1.65	3.37	3.55	7.10
1.70	3.46	3.60	7.20
1.75	3.55	3.65	7.30
1.80	3.64	3.70	7.40
1.85	3.73	3.75	7.50
1.90	3.82	3.80	7.60

1.95	3.91	3.85	7.70
2.00	4.00	3.90	7.80
2.05	4.10	3.95	7.90
2.10	4.20	4.00	8.00

FONTE: MORRISON (1993)

3.5 PROJETO ESTRUTURAL

A estrutura do edifício foi dimensionada e detalhada com auxílio do software Eberick, versão PRO 2021, (conforme Figuras 39 e 40) e o quadro de cargas do projeto estrutural encontra-se no Apêndice 2. O principal objetivo de se projetar as estruturas foi determinar a planta de cargas da edificação para então dimensionar os elementos de fundação sapata e radier, portanto os critérios de projeto, concepção estrutural e dificuldades encontradas durante o dimensionamento não serão abordadas no trabalho. Todavia, algumas considerações serão apontadas a fim de oferecer melhor compreensão sobre o projeto e software utilizado.

3.5.1 CONSIDERAÇÕES

a-) O software Eberick versão PRO 2021

O Eberick trata-se de um sistema computacional em Windows de auxílio à projeção de estruturas de edifício em concreto armado de múltiplos pisos. O programa possui um fácil sistema gráfico de entrada de dados, junto com a análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial, além de variados recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais. O lançamento da estrutura é realizado de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, sendo de responsabilidade do projetista definir as possibilidades de concepção estrutural. O software também possibilita a visualização completa da estrutura em 3D e os resultados são obtidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. Por fim o detalhamento dos elementos estruturais e demais detalhes necessários para a execução da obra são organizados em pranchas para posterior plotagem. De acordo com a AltoQi, empresa fabricante do programa, as principais características do programa são:

- Entrada de gráficos em ambiente CAD;
- Visualização tridimensional da estrutura;
- Análise da estrutura em modelo de pórtico espacial, com verificação da estabilidade global;
- Modelagem das ligações entre os elementos (rótulas, engastes, ligações semirrígidas);
- Geração de quantitativos, relatórios, pranchas e exportação de arquivos em diversos formatos;
- Dimensionamento de todos os elementos de acordo com a NBR 6118.

Em relação ao modelo de cálculo, segundo a AltoQi, a sistemática é baseada em modelar a estrutura por meio de um pórtico espacial composto pelas vigas e pilares do edifício, representados por barras ligadas umas às outras através de nós. Assim, cada pilar e cada trecho de viga são compostos por barras do pórtico, de onde são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento, com exceção das lajes, que são calculadas de forma independente. Dessa forma, os painéis de laje são calculados de acordo com o processo configurado e as reações das lajes são transferidas às vigas que as dão suporte, e na sequência, o pórtico espacial da estrutura com os carregamentos é montado, processado e seus resultados são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais.

A análise estrutural é realizada pelo método matricial da rigidez direta, em que o objetivo é determinar os efeitos das ações na estrutura para verificar os estados limites últimos e de utilização, tendo como resultado da análise basicamente os deslocamentos nodais, esforços internos e reações nos vínculos de apoio. A análise realizada é a estática linear de primeira ordem, onde existe a consideração que todos os materiais têm comportamento físico elástico linear em todos os pontos da estrutura, além de não se levar em conta os efeitos de segunda ordem. Para um processo de estrutura deformada, deve ser ativado a opção “Utilizar processo P-delta” o qual considera a não linearidade geométrica global e verifica a estabilidade global avaliando os efeitos de segunda ordem.

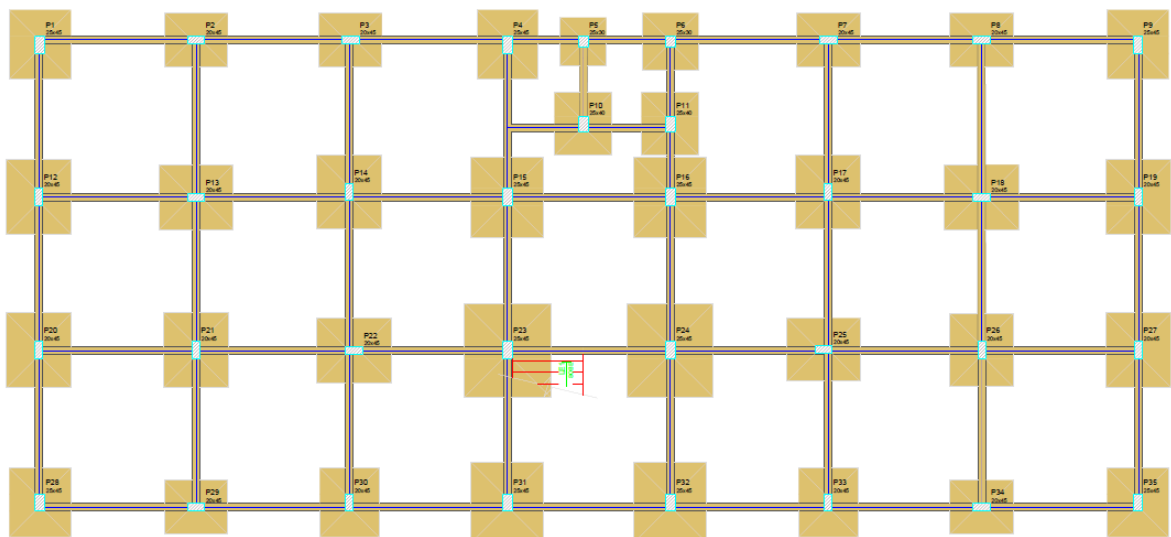
b-) Estrutura

O projeto estrutural do edifício residencial utilizado no presente trabalho considerou todas as ligações entre elementos sendo rígidas, com exceção das ligações entre a estrutura e as fundações, as quais foram rotuladas.

c-) Pilares

O projeto contém 35 pilares, espaçados de maneira mais equidistante possível com o objetivo de melhor distribuir as cargas entre os pilares, conforme demonstra a Figura 38.

Figura 38- Representação da planta de fôrmas do baldrame, com sapatas (sem escala).



FONTE: AUTOR (2021).

d-) Lajes

Foram escolhidas as lajes treliçadas, com a treliça do tipo TR10646 e EPS unidirecional B8/30/125, com espessura total de 15 centímetros (7 centímetros de capa de concreto) para os pavimentos tipo do projeto. Para a laje técnica do elevador e para a laje do reservatório optou-se por lajes maciças com espessura de 20 centímetros. As cargas atuantes nas lajes foram lançadas de acordo com a tipificação do ambiente de acordo com a ABNT NBR 6120:2019.

Cabe ressaltar que, tanto as lajes dos pisos dos pavimentos, quanto as lajes de fundação, são calculadas com os painéis representados por uma grelha

bidimensional de vigas, método conhecido como Analogia da Grelha e abordado no item 2.4.1.3.7 do presente trabalho.

d-) Vigas

As cargas das paredes sobre as vigas foram lançadas considerando as paredes com espessura de 20 cm e com uso de bloco cerâmico vazado com espessura de 14 cm. As cargas de parede que não coincidiam sobre as vigas foram lançadas diretamente nas lajes.

e-) Reservatório de água

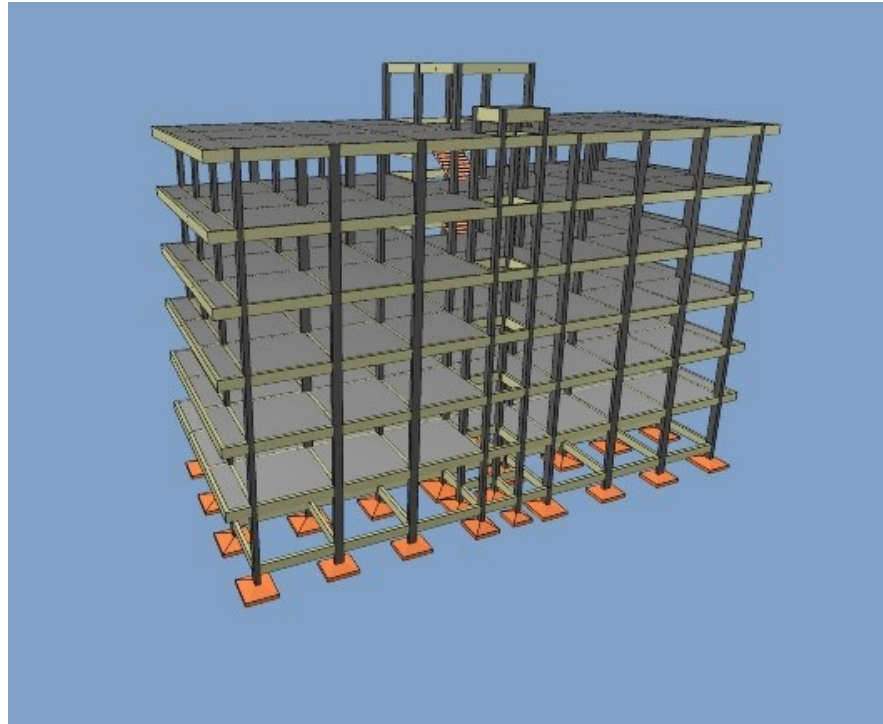
Para o cálculo do reservatório de água levou-se em conta a ABNT NBR 5626:2020. Portanto a laje do pavimento Caixa de Água foi dimensionada para suportar a carga de uma caixa de água de 10.000 litros. O cálculo detalhado encontra-se na Tabela 10.

Tabela 10 - Cálculo do reservatório de água.

DIMENSIONAMENTO - RESERVATÓRIO AF			
Número de Andares	5		
Quantidade de AP por andares	2		
Número de Dormitórios	2		
Pessoas por Dormitório	2		
População (pessoas)	40		
Consumo Diário (litros)	8000	200	l/ pessoa
Previsão de Reservação (dias)	2		
Total (litros)	16000		
RESERVA TÉCNICA DE INCÊNDIO			
Número de Pavimentos	5	Fórmula = 6000 + (N - 4)x500	
Combate a incêndio	6500		
TOTAL	22500		
Reservatório Superior	40%	9000	
Reservatório Inferior	60%	13500	

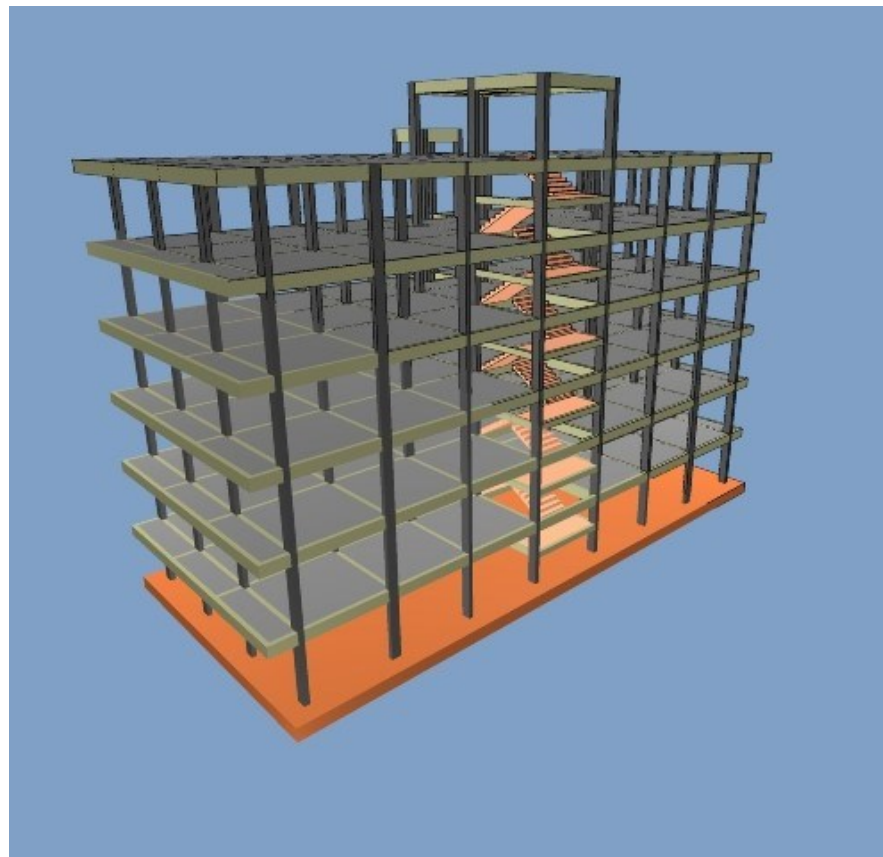
FONTE: AUTOR (2021).

Figura 39- Pórtico 3D do edifício modelado com sapatas.



FONTE: AUTOR (2021).

Figura 40 - Pórtico 3D do edifício modelado com radier.



FONTE: AUTOR (2021).

4 RESULTADOS

Conforme os dimensionamentos realizados, os resultados são apresentados em formas de tabelas, gráficos e pranchas de detalhamentos, logo, estão dispostos da seguinte forma: o item 4.1 apresenta as dimensões, o detalhamento, o volume de concreto, a área de fôrmas, a estimativa de recalques e a quantidade de aço das sapatas, além do detalhamento das vigas baldrame e pilares do térreo. O item 4.2 demonstra as dimensões, o detalhamento, o volume de concreto, a estimativa de recalques e a quantidade de aço do radier. Por fim, o item 5 compara os resultados obtidos nos itens 4.1 e 4.2 e realiza uma análise de custo das opções de fundação. As pranchas com a planta de cargas da edificação, com os detalhamentos das armaduras das sapatas, os detalhamentos das armaduras positivas, armaduras negativas e armaduras de punção do radier, além do detalhamento dos pilares do térreo e vigas baldrame (no caso das sapatas) encontram-se no apêndice 2, apêndice 3, apêndice 6, apêndice 4 e apêndice 5, respectivamente, do presente trabalho.

4.1 SAPATAS

As sapatas foram dimensionadas por meio do método das Bielas e Tirantes conforme apresentado no item 2.4.2.2 do presente trabalho. O detalhamento das sapatas foi realizado por meio do software AutoCad, versão 2019.

4.1.1 DIMENSÕES, ÁREAS E CONSUMO DE AÇO.

Na Tabela 11 são apresentados os seguintes dados: lados A e B das sapatas, as alturas h e h₀ das sapatas, as áreas de aço nas direções A e B, além da classificação das sapatas em rígidas ou flexíveis.

Tabela 11 – Dados geométricos e área de aço das Sapatas

Pilar	Sapata	Lado A	Lado B	Altura "h"	Altura "h ₀ "	As (A)	As (B)	Rígida ou Flexível
P1	S1	145 cm	145 cm	40 cm	20 cm	6,54 cm ²	7,78 cm ²	Rígida
P2	S2	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	6,62 cm ²	9,04 cm ²	Rígida

P3	S3	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	6,40 cm ²	8,74 cm ²	Rígida
P4	S4	145 cm	145 cm	40 cm	20 cm	7,13 cm ²	5,80 cm ²	Rígida
P5	S5	120 cm	120 cm	40 cm	20 cm	4,80 cm ²	4,80 cm ²	Rígida
P6	S6	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	5,40 cm ²	5,40 cm ²	Rígida
P7	S7	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	6,50 cm ²	8,89 cm ²	Rígida
P8	S8	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	6,25 cm ²	8,54 cm ²	Rígida
P9	S9	145 cm	145 cm	40 cm	20 cm	6,54 cm ²	7,78 cm ²	Rígida
P10	S10	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	5,43 cm ²	5,40 cm ²	Rígida
P11	S11	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	5,53 cm ²	5,40 cm ²	Rígida
P12	S12	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P13	S13	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P14	S14	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P15	S15	175 cm	175 cm	50 cm	20 cm	9,35 cm ²	8,75 cm ²	Rígida
P16	S16	175 cm	175 cm	50 cm	20 cm	9 cm ²	8,75 cm ²	Rígida
P17	S17	155 cm	155 cm	50 cm	20 cm	7,75 cm ²	7,75 cm ²	Rígida
P18	S18	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P19	S19	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P20	S20	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P21	S21	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P22	S22	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P23	S23	220 cm	220 cm	70 cm	25 cm	15,4 cm ²	15,4 cm ²	Rígida
P24	S24	220 cm	220 cm	70 cm	25 cm	15,4 cm ²	15,4 cm ²	Rígida
P25	S25	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P26	S26	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P27	S27	165 cm	165 cm	50 cm	20 cm	8,25 cm ²	8,25 cm ²	Rígida
P28	S28	145 cm	145 cm	40 cm	20 cm	8,05 cm ²	9,92 cm ²	Rígida
P29	S29	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	6,40 cm ²	8,74 cm ²	Rígida
P30	S30	145 cm	145 cm	50 cm	20 cm	7,25 cm ²	8,41 cm ²	Rígida
P31	S31	175 cm	175 cm	50 cm	20 cm	9,29 cm ²	8,75 cm ²	Rígida
P32	S32	175 cm	175 cm	50 cm	20 cm	9,29 cm ²	8,75 cm ²	Rígida
P33	S33	145 cm	145 cm	50 cm	20 cm	7,25 cm ²	8,54 cm ²	Rígida
P34	S34	135 cm	135 cm	40 cm	20 cm	6,20 cm ²	8,47 cm ²	Rígida
P35	S35	145 cm	145 cm	50 cm	20 cm	7,25 cm ²	8,34 cm ²	Rígida

FONTE: AUTOR (2021).

Após o cálculo da área de aço, realizou-se o detalhamento de todas as sapatas (Apêndice 03). Com o detalhamento efetuado é realizada a quantificação do aço em metros lineares e quilogramas, conforme demonstra a Tabela 12.

Tabela 12 – Consumo de Aço das Sapatas – Barras de 10 mm

Sapata	Comp. de aço (m)	Área da Barra de 10 mm (m²)	Massa (kg)
S1	29.83	0.00007854	18.39
S2	30.87	0.00007854	19.03
S3	30.87	0.00007854	19.03
S4	28.26	0.00007854	17.42
S5	18.48	0.00007854	11.39
S6	20.58	0.00007854	12.69
S7	30.87	0.00007854	19.03
S8	27.93	0.00007854	17.22
S9	29.83	0.00007854	18.39
S10	20.58	0.00007854	12.69
S11	22.05	0.00007854	13.59
S12	38.94	0.00007854	24.01
S13	38.94	0.00007854	24.01
S14	38.94	0.00007854	24.01
S15	44.88	0.00007854	27.67
S16	44.88	0.00007854	27.67
S17	33.40	0.00007854	20.59
S18	38.94	0.00007854	24.01
S19	38.94	0.00007854	24.01
S20	38.94	0.00007854	24.01
S21	38.94	0.00007854	24.01
S22	38.94	0.00007854	24.01
S23	92.8	0.00007854	57.21
S24	92.8	0.00007854	57.21
S25	38.94	0.00007854	24.01
S26	38.94	0.00007854	24.01
S27	38.94	0.00007854	24.01
S28	37.68	0.00007854	23.23
S29	30.87	0.00007854	19.03
S30	32.97	0.00007854	20.33
S31	44.88	0.00007854	27.67
S32	44.88	0.00007854	27.67
S33	32.97	0.00007854	20.33
S34	27.93	0.00007854	17.22
S35	32.97	0.00007854	20.33
RESUMO DE AÇO - ø 10 mm			
Quantidade de Barras		110	
Massa (kg) Total		813.88	

FONTE: AUTOR (2021)

Ao utilizar o elemento estrutural sapata na fundação do edifício é preciso quantificar o consumo de concreto, aço e área de fôrmas nas vigas baldrame e nos pilares do térreo (do arranque das sapatas até o nível 0.0). Para uma análise refinada do desempenho entre os elementos estruturais sapata e radier, são quantificados também o volume de concreto e a malha de aço necessários para realizar o piso no pavimento térreo, considerando uma altura de 10 cm de piso e malha de aço (tela soldável) de diâmetro 4.2 milímetros. Por isso a Tabela 13 apresenta a relação e resumo de aço desses elementos.

Tabela 13 - Relação e Resumo de Aço - Vigas, Pilares e Piso

RELAÇÃO DE AÇO						
Elemento	Armação		Diâmetro (mm)	Barras (und)	Aço	Massa (kg)
Pilares	Armação longitudinal		16	2	CA-50	29.70
	Armação longitudinal		12.5	1		7.40
	Armação longitudinal		10	47		345.40
	Estribos		5	-	CA-60	147.00
Vigas Baldrame	Armação longitudinal		10	97	CA-50	712.71
	Estribos		5	-	CA-60	256.40
Piso	Malha de aço		4.2	-		865.16
RESUMO DE AÇO						
Diâmetro (mm)	4.2	5	10	12.5	16	TOTAL
Barras (und)	-	-	144	1	2	
Massa (kg)	865.16	403.40	1058.11	7.40	29.70	

FONTE: AUTOR (2021).

4.1.2 VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE FÔRMAS

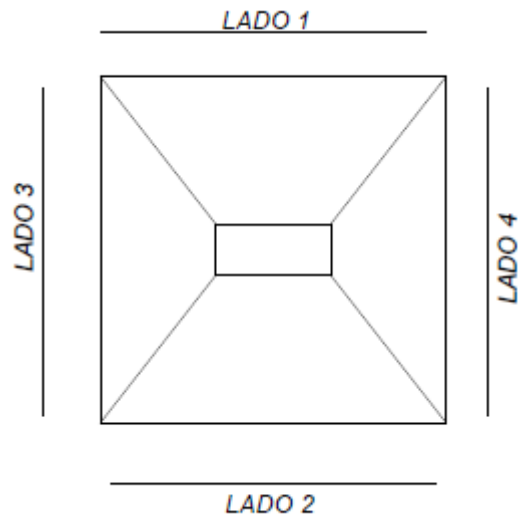
Com as dimensões das sapatas definidas, é realizada a quantificação do consumo de concreto de cada sapata e a metragem quadrada de fôrma necessária para a execução, conforme demonstra a Tabela 14. O volume de concreto e a área de fôrmas das vigas baldrame, pilares do térreo e piso do pavimento térreo são demonstrados na Tabela 15. A Figura 41 apresenta detalhe genérico demonstrando os lados da sapata onde se considerou fôrma.

Tabela 14 - Quantificação do volume de concreto e área de fôrmas

Sapata	Dimensões dos Pilares (metros)		Dimensões das Sapatas (metros)		Altura das Sapatas (metros)		Volume de Concreto (m³)	Área de Fôrmas (m²)
	a	b	A	B	h	h0		
S1	0.45	0.25	1.45	1.45	0.40	0.20	0.6006	1.16
S2	0.45	0.20	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5190	1.08
S3	0.45	0.20	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5190	1.08
S4	0.45	0.25	1.45	1.45	0.40	0.20	0.6006	1.16
S5	0.30	0.25	1.2	1.2	0.40	0.20	0.4109	0.96
S6	0.30	0.25	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5156	1.08
S7	0.45	0.20	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5190	1.08
S8	0.45	0.20	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5190	1.08
S9	0.45	0.25	1.45	1.45	0.40	0.20	0.6006	1.16
S10	0.40	0.25	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5211	1.08
S11	0.40	0.25	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5211	1.08
S12	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S13	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S14	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S15	0.45	0.25	1.75	1.75	0.50	0.20	0.9887	1.4
S16	0.45	0.25	1.75	1.75	0.50	0.20	0.9887	1.4
S17	0.45	0.20	1.55	1.55	0.50	0.20	0.7763	1.24
S18	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S19	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S20	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S21	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S22	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S23	0.45	0.25	2.2	2.2	0.70	0.25	2.0636	2.2
S24	0.45	0.25	2.2	2.2	0.70	0.25	2.0636	2.2
S25	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S26	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S27	0.45	0.20	1.65	1.65	0.50	0.20	0.8753	1.32
S28	0.45	0.25	1.45	1.45	0.40	0.20	0.6006	1.16
S29	0.45	0.20	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5190	1.08
S30	0.45	0.20	1.45	1.45	0.50	0.20	0.6833	1.16
S31	0.45	0.25	1.75	1.75	0.50	0.20	0.9887	1.4
S32	0.45	0.25	1.75	1.75	0.50	0.20	0.9887	1.4
S33	0.45	0.20	1.45	1.45	0.50	0.20	0.6833	1.16
S34	0.45	0.20	1.35	1.35	0.40	0.20	0.5190	1.08
S35	0.45	0.20	1.45	1.45	0.50	0.20	0.6833	1.16
Total							28.0208	44.56

FONTE: AUTOR (2021)

Figura 41 - Lados 1,2,3 e 4, onde foram consideradas as fôrmas para quantitativo.



FONTE: AUTOR (2021).

Tabela 15 - Volume de Concreto e Área de Fôrmas dos demais elementos

Volume de Concreto e Área de Fôrmas		
Elemento	Volume de Concreto (m³)	Área de Fôrmas (m²)
Pilares Térreo (-1.5 m a 0.0m)	5.05	69.15
Vigas Baldrame	22.18	266.08
Piso Pavimento Térreo	40.07	8.66
Total	67.30	343.89

FONTE: AUTOR (2021).

4.1.3 ESTIMATIVA DE RECALQUES

A metodologia utilizada para o cálculo da estimativa de recalques foi transcrita no item 2.5.2 do presente trabalho. A Tabela 16 apresenta os valores estimados de recalque para cada sapata.

Tabela 16 - Estimativa de Recalques nas Sapatas

Sapata	Recalque Estimado (cm)
S1	0.000662098
S2	0.000662579
S3	0.000640874
S4	0.000637113
S5	0.000524571
S6	0.000611172
S7	0.000651156
S8	0.000626023
S9	0.000662098
S10	0.000588325
S11	0.000599749
S12	0.000751575
S13	0.000762136
S14	0.000703172
S15	0.000782646
S16	0.000753297
S17	0.000725481
S18	0.000703172
S19	0.000728694
S20	0.000728694
S21	0.000718133
S22	0.000710212
S23	0.000874908
S24	0.000867642
S25	0.000718133
S26	0.000718133
S27	0.000729574
S28	0.000656893
S29	0.000640874
S30	0.000662098
S31	0.000777755
S32	0.000777755
S33	0.000672509
S34	0.000621454
S35	0.000656893

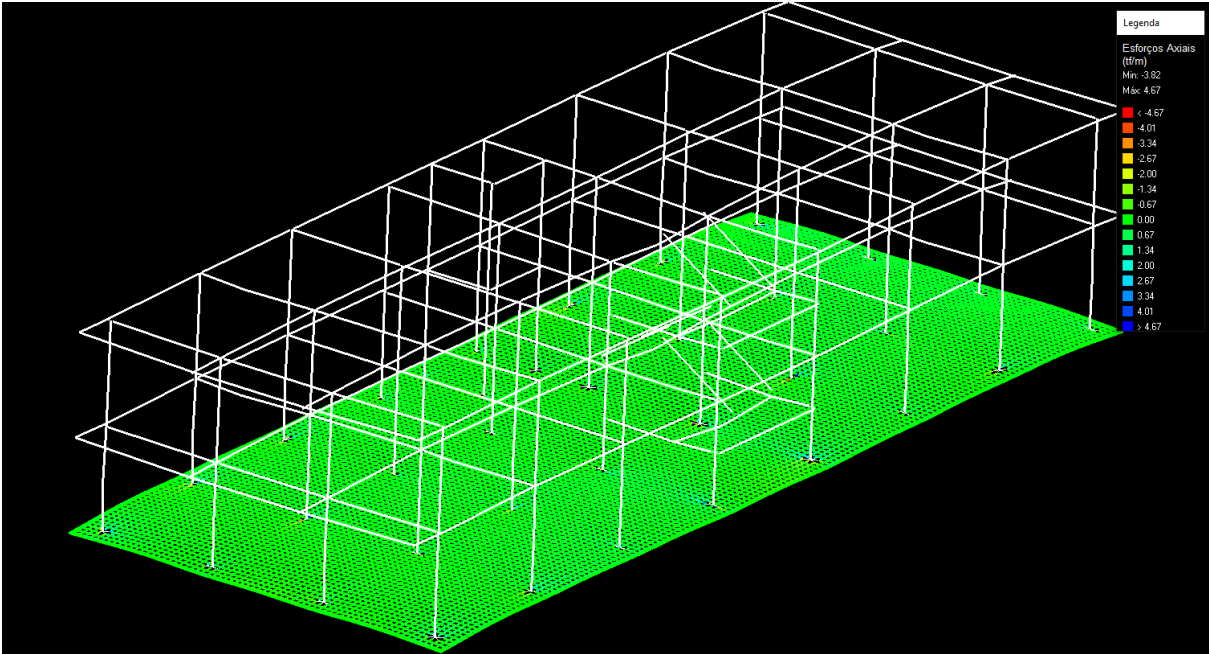
FONTE: AUTOR (2021).

Como apresentado no item 2.5.3, Velloso e Lopes (2010) afirmam que o recalque admissível para sapatas em solos arenosos é de 25 milímetros ou 2,5 centímetros, portanto conforme a Tabela 16 demonstra, os recalques estimados estão dentro do limite teórico.

4.2 RADIER

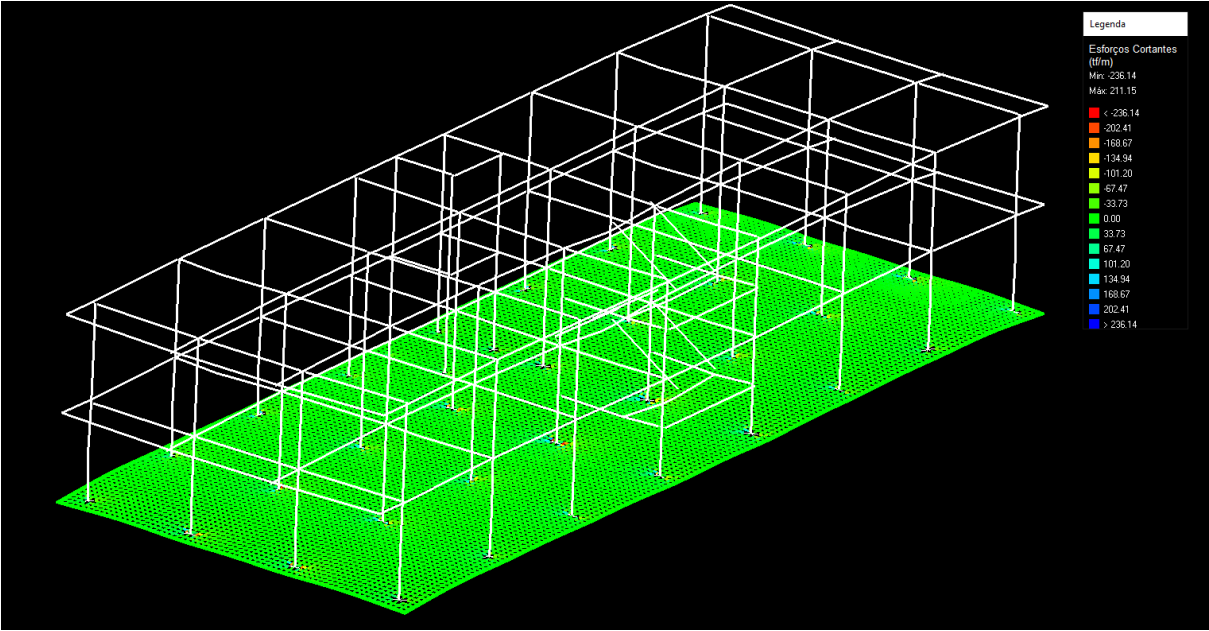
O elemento estrutural radier foi dimensionado com o auxílio do Software Eberick, versão 2021. É importante ressaltar que para análise da interação solo-fundação-estrutura, determinação de esforços e cálculo do elemento estrutural o programa aplica a Analogia de Grelha e a Hipótese de Winkler, expostas, respectivamente, nos itens 2.4.1.3.7 e 2.4.1.3.4. O detalhamento das armaduras inferiores, superiores e armadura de punção seguem no Apêndice 06. Por meio da visualização dos esforços internos atuantes na grelha, disponíveis no software Eberick, podemos observar que o esforço cortante máximo foi da ordem de 230 tf/m (Figura 43) e o esforço axial máximo foi da ordem de 4,67 tf/m (Figura 42). As pressões atuantes no solo (Figura 44), chegaram ao valor máximo de 1,40 kgf/cm² em poucos nós da grelha, comprovando que o solo em questão, o qual apresentou resistência de 1,6 kgf/cm² no furo de sondagem 1, suporta a estrutura do radier. Os deslocamentos imediatos do radier no modelo de cálculo fissurado estão apresentados na Figura 45. Os deslocamentos máximos são da ordem de 0,54 centímetros, logo, atendem aos parâmetros citados por Velloso e Lopes (2010) no item 2.5.3, onde o mesmo afirma que os radiers podem ter recalques de até 5 centímetros.

Figura 42 - Esforços axiais atuantes no radier.



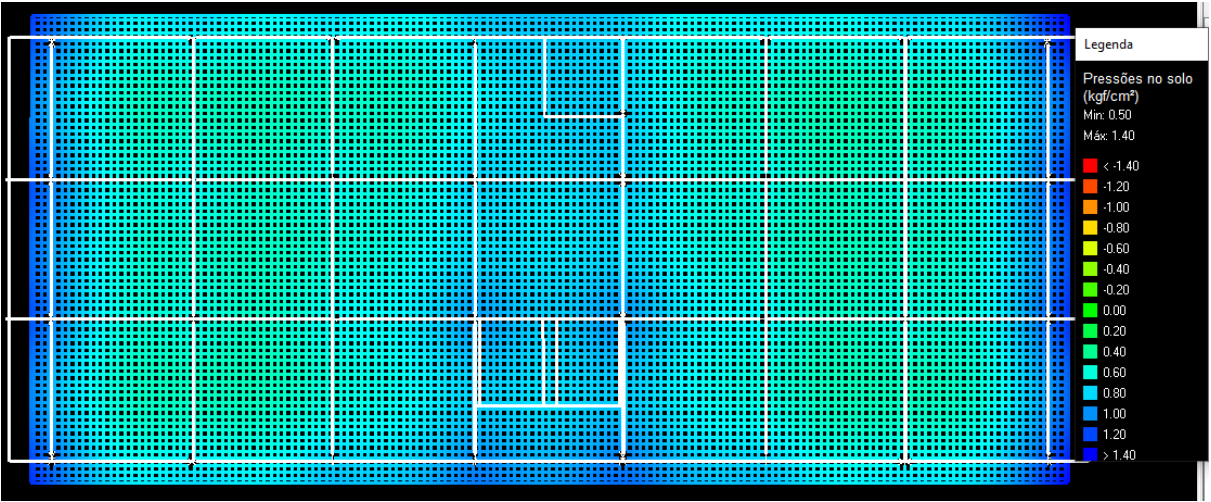
FONTE: AUTOR (2021).

Figura 43 - Esforços cortantes atuantes no radier.



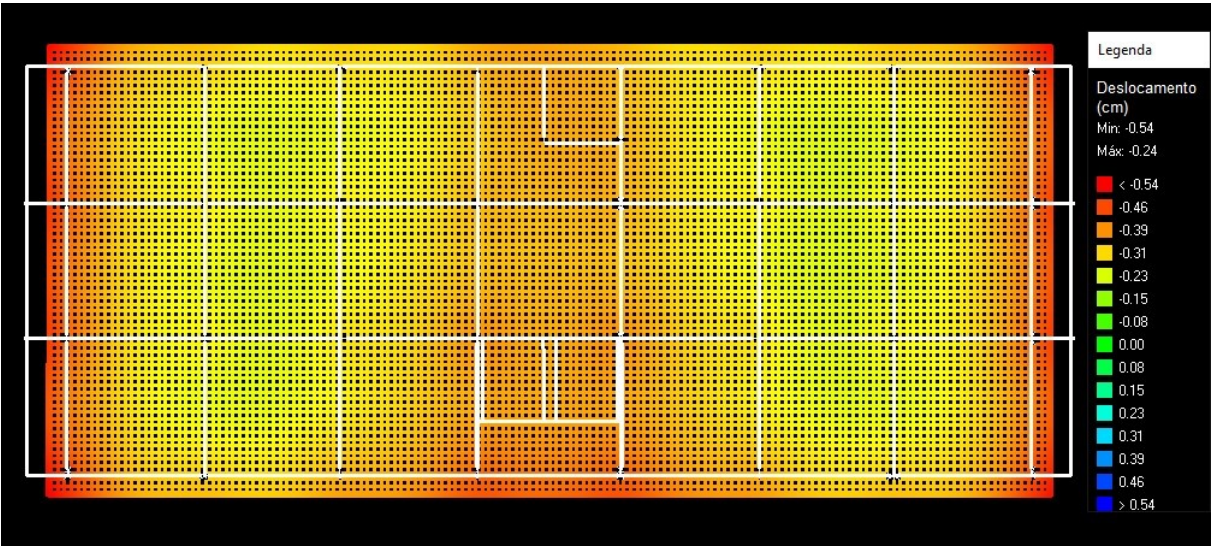
FONTE: AUTOR (2021).

Figura 44 - Pressões no solo



FONTE: AUTOR (2021).

Figura 45 - Deslocamentos do radier no modelo fissurado



FONTE: AUTOR (2021).

4.2.1 DIMENSÕES E ÁREA DE AÇO

Conforme o Apêndice 06, o radier possui 29,90 metros de comprimento, 13,40 metros de largura e 0,60 metros de altura. A Tabela 17 apresenta as dimensões do elemento de fundação e a Tabela 18 expõe a relação e resumo de aço obtidos do dimensionamento.

Tabela 17 - Dimensões do Radier

DIMENSÕES DO RADIER		
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)
29.90	13.40	0.60

FONTE: AUTOR (2021).

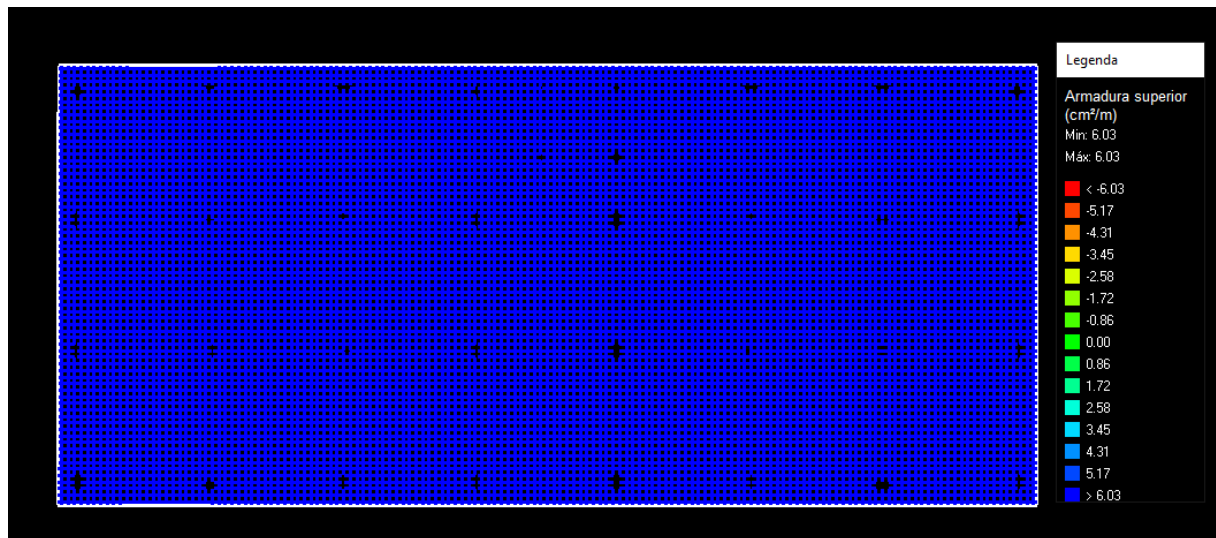
Tabela 18 - Relação e Resumo de Aço do Radier

RELAÇÃO DE AÇO				
Armação	Diâmetro (mm)	Barras (und)	Aço	Massa (kg)
Armação Inferior Eixo X	16	298	CA-50	5628.4
Armação Inferior Eixo Y	16	469	CA-50	8864
Armação Superior Eixo X	8	418	CA-50	1976.1
Armação Superior Eixo Y	8	416	CA-50	1965.7
Esperas dos Pilares	10	31	CA-50	225.8
RESUMO DE AÇO				
Diâmetro (mm)	8	10	16	TOTAL
Barras (und)	834	31	767	
Massa (kg)	3941.8	225.8	14492.4	

FONTE: AUTOR (2021).

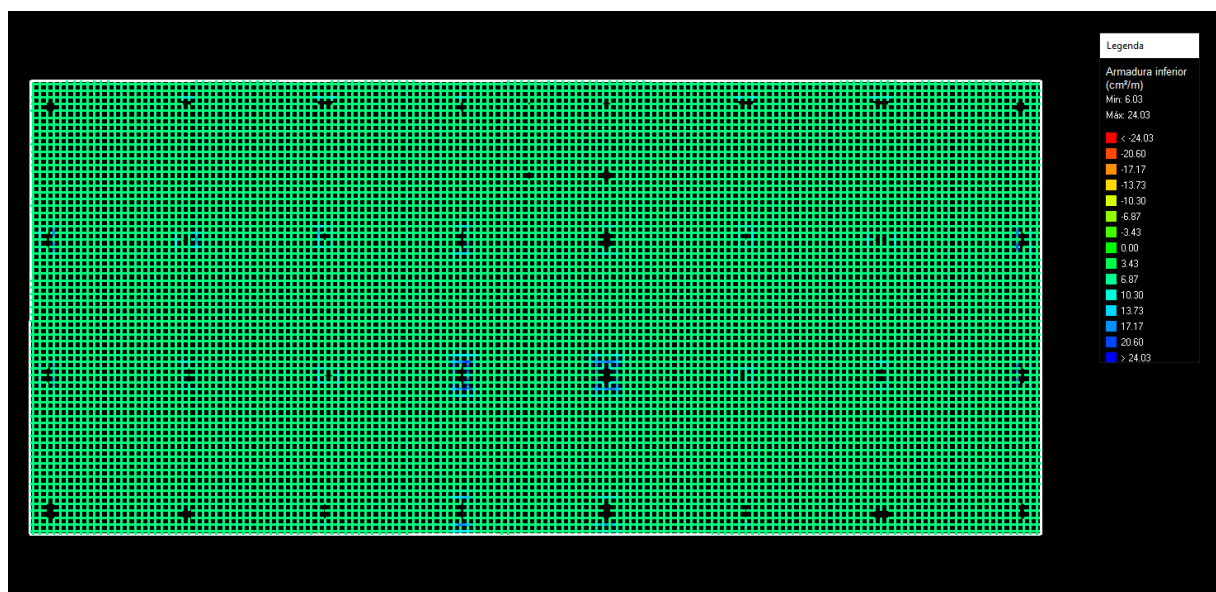
As Figuras 46 e 47 demonstram a área de aço obtida por meio do software computacional Eberick, com valores máximos de 6,03 cm²/m na armadura superior e chegando a valores de 24 cm²/m na armadura inferior, próximo ao arranque dos pilares, todavia nas outras partes da grelha, a área de aço da armadura inferior permanece na faixa de 6,8 cm²/m.

Figura 46 - Áreas de aço na armadura superior do radier



FONTE: AUTOR (2021).

Figura 47 - Áreas de aço na armadura inferior do radier.



FONTE: AUTOR (2021).

4.2.2 VOLUME DE CONCRETO E ÁREA DE AÇO

Com base nas dimensões do Radier, foram obtidos os volumes de concreto, em m³, e a área de fôrmas, em m², necessários para a execução do mesmo, conforme demonstra a Tabela 19.

Tabela 19 - Volume de Fôrmas e Área de Concreto do Radier.

Volume de Concreto e Área de Fôrmas - Radier				
Comprimento (m)	Largura (m)	Altura (m)	Volume (m³)	Fôrmas (m²)
29.90	13.40	0.60	240.40	51.96

FONTE: AUTOR (2021).

4.2.3 ESTIMATIVA DE RECALQUES

O recalque estimado para o radier foi calculado de acordo com o item 2.6.2 do presente trabalho e está exposto na Tabela 20.

Tabela 20 - Estimativa de Recalque Radier

ESTIMATIVA DE RECALQUE - RADIER						
Lado menor	Lado Maior	Área Radier (m²)	Tensão (MPa)	Σcargas (KN)	NSPT	Recalque (centímetros)
13.4	23.9	400.66	6.55144E-05	26249	5	0.002

FONTE: AUTOR (2021).

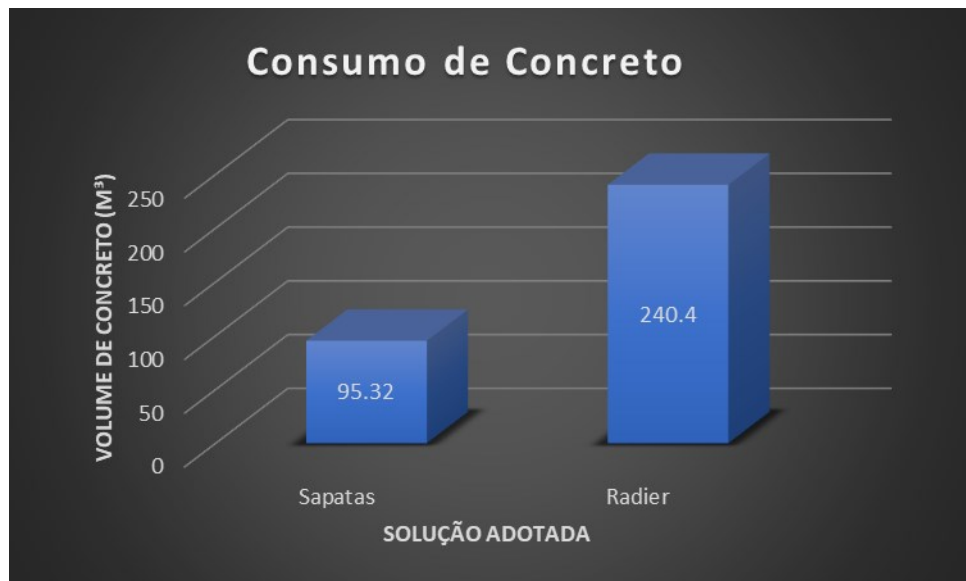
Como apresentado no item 2.5.3, Velloso e Lopes (2010) afirmam que o recalque admissível para radiers em solos arenosos é de 50 milímetros ou 5,0 centímetros, portanto conforme a Tabela 20 demonstra, os recalques estimados estão dentro do limite teórico. O software Eberick confirma que o recalque está dentro dos limites ao calcular o deslocamento da placa do radier sob base elástica (Figura 45) e o valor obtido permanecer inferior ao limite teórico proposto por Velloso e Lopes (2010).

5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1 CONSUMO DE CONCRETO

Após a quantificação do consumo de concreto nas duas soluções adotadas, o resultado foi o seguinte:

Gráfico 1 - Consumo de concreto



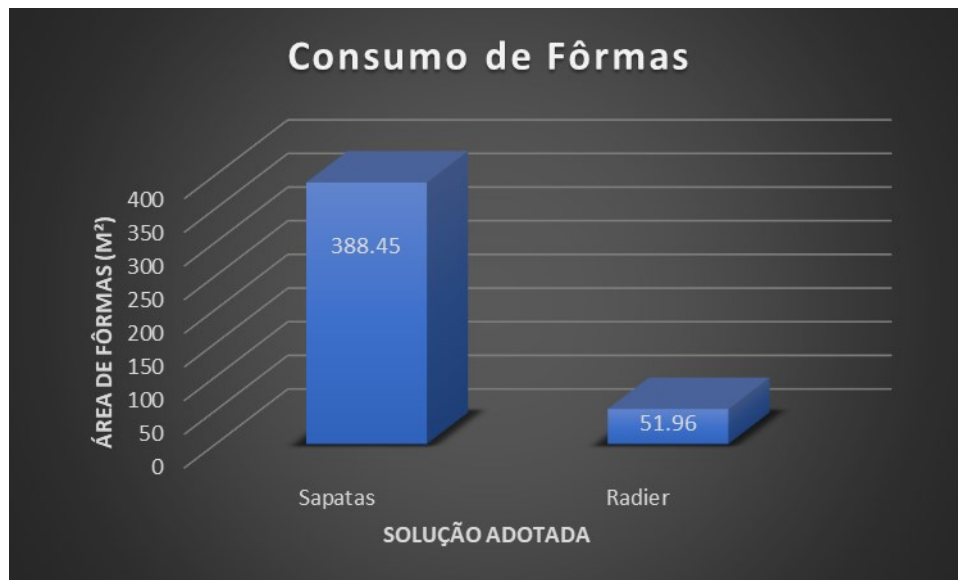
FONTE: AUTOR (2021).

O volume de concreto consumido pela solução radier é 2,5 vezes maior do que nas soluções em sapatas (Gráfico 1), mesmo já estando inclusos no volume de concreto das sapatas os volumes necessários para a execução das vigas baldrame, dos pilares do térreo e para o piso do térreo.

5.2 CONSUMO DE FÔRMAS

Após a quantificação do consumo de fôrmas nas duas soluções adotadas, o resultado foi o seguinte:

Gráfico 2 - Consumo de Fôrmas



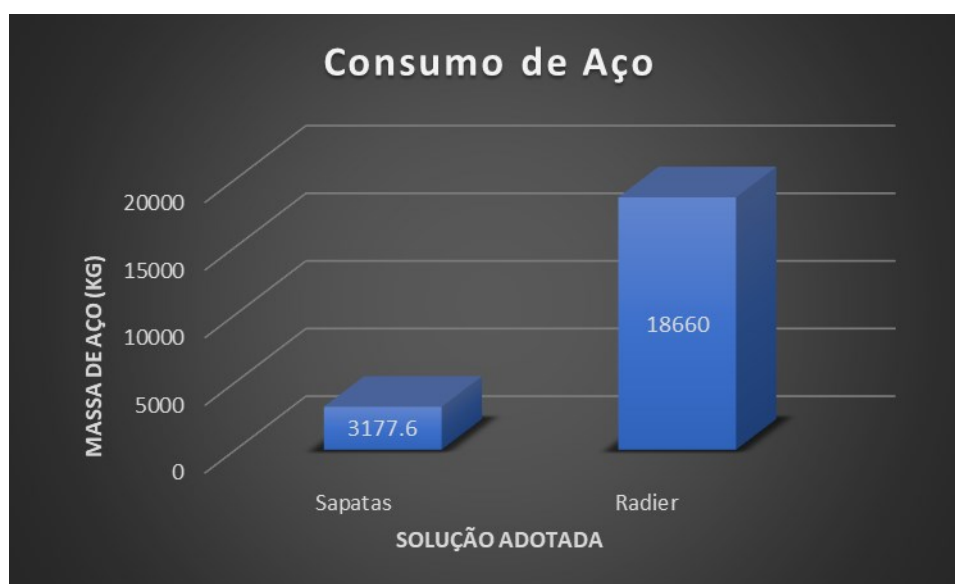
FONTE: AUTOR (2021).

Conforme apresenta o Gráfico 2, a área de fôrma consumida pela solução em sapatas é cerca de 7,4 vezes maior do que a área de fôrmas necessária para a execução da obra em radier.

5.3 CONSUMO DE AÇO

Após a quantificação do consumo de aço nas duas soluções adotadas, o resultado foi o seguinte:

Gráfico 3 - Consumo de Aço



FONTE: AUTOR (2021).

Como observado no Gráfico 3, o consumo de aço para a execução na solução em radier é cerca de 5,8 vezes maior do que a solução executada em sapatas, já contabilizadas na solução em sapatas as vigas baldrame, piso do térreo e pilares de arranque.

5.4 COMPARAÇÃO DA ESTIMATIVA DE CUSTOS

A Tabela 21 apresenta a planilha orçamentária dos custos dos materiais para a execução da fundação em sapatas. A planilha não contempla os custos da mão de obra, os custos da mobilização e desmobilização do canteiro de obras e nem os custos de um possível rebaixamento de lençol freático, pois a análise é feita baseada no consumo dos materiais. A Tabela 22, apresenta a planilha orçamentária dos custos dos materiais para a execução da obra em radier. A planilha não contempla os custos de mão de obra e os custos de mobilização e desmobilização do canteiro.

Tabela 21 - Planilha orçamentária para a execução da fundação em sapatas.

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA							
OBRA		Fundação em Sapatas - Edifício Residencial	FONTE	SINAPI - 2021/06 SEM DESONERAÇÃO			
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UND	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO R\$	PREÇO TOTAL R\$
1	Vigas Baldrame						26.249,68
1.1	00034494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	22,18	326,70	7.246,21
1.2	00000034	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	712,71	11,38	8.110,64
1.3	00043059	ACO CA-60, 5,0 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	256,40	10,77	2.761,43
1.4	00001358	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA PARA FORMA DE CONCRETO, E = 17 MM	SINAPI	M2	266,08	30,56	8.131,40
2	Pilares						9.642,70
2.1	00034494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	5,05	326,70	1.649,84
2.2	00043055	ACO CA-50, 16,0 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	29,70	9,86	292,84
2.3	00043055	ACO CA-50, 12,5 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	7,40	9,86	72,96
2.4	00000034	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	345,40	11,38	3.930,65
2.5	00043059	ACO CA-60, 5,0 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	147,00	10,77	1.583,19
2.6	00001358	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA PARA FORMA DE CONCRETO, E = 17 MM	SINAPI	M2	69,15	30,56	2.113,22
3	Piso						23.750,29
3.1	00034494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	40,07	326,70	13.090,86
3.2	00043059	ACO CA-60, 4,2 MM, PARA TELA SOLDÁVEL MALHA 10X10 CM	SINAPI	KG	965,16	10,77	10.394,77
3.3	00001358	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA PARA FORMA DE CONCRETO, E = 17 MM	SINAPI	M2	8,66	30,56	264,65
4	Sapatas						19.777,83
4.1	00034494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	28,02	326,70	9.154,13
4.2	00000034	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO	SINAPI	KG	813,88	11,38	9.261,95
4.3	00001358	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA PARA FORMA DE CONCRETO, E = 17 MM	SINAPI	M2	44,56	30,56	1.361,75
VALOR BDI TOTAL:						0,00	
VALOR ORÇAMENTO:						79.420,50	
VALOR TOTAL:						79.420,50	

FONTE: AUTOR (2021).

Tabela 22 - Planilha orçamentária da execução da obra em radier

PLANILHA ORÇAMENTÁRIA							
OBRA		Fundação em Radier - Edifício Residencial	FONTE	SINAPI - 2021/06 SEM DESONERAÇÃO			
ITEM	CÓDIGO	DESCRIÇÃO	FONTE	UND	QUANTIDADE	PREÇO UNITÁRIO R\$	PREÇO TOTAL R\$
1	Concreto, Fôrmas e Aço						273.208,18
1.1	00034494	CONCRETO USINADO BOMBEAVEL, CLASSE DE RESISTENCIA C30, COM BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, EXCLUI SERVICO DE BOMBEAMENTO (NBR 8953)	SINAPI	M3	240,40	326,70	78.538,68
1.2	00001358	CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA RESINADA PARA FORMA DE CONCRETO, DE *2,2 X 1,1* M, E = 17 MM	SINAPI	M2	51,96	30,56	1.587,90
1.3	00043055	ACO CA-50, 16,0 MM , VERGALHAO - ARMAÇÃO INFERIOR	SINAPI	KG	14.492,40	9,86	142.895,06
1.4	00000034	ACO CA-50, 10,0 MM, VERGALHAO - ESPERA DOS PILARES	SINAPI	KG	225,80	11,38	2.569,60
1.5	00000033	ACO CA-50, 8,0 MM, VERGALHAO - ARMAÇÃO SUPERIOR	SINAPI	KG	3.941,80	12,08	47.616,94
VALOR BDI TOTAL:							0,00
VALOR ORÇAMENTO:							273.208,18
VALOR TOTAL:							273.208,18

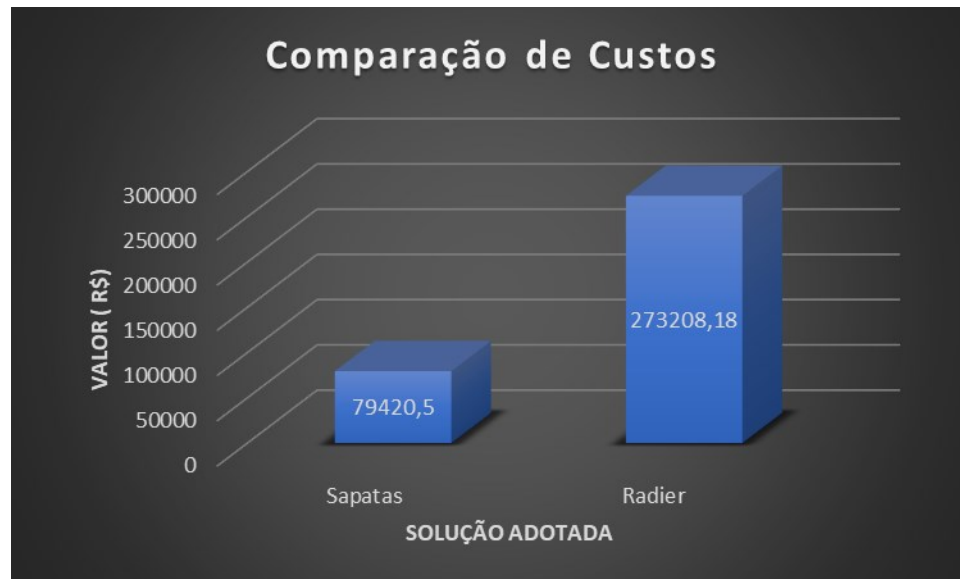
FONTE: AUTOR (2021).

O custo dos materiais (concreto, aço e fôrmas) da solução em sapatas ficou em setenta e nove mil, quatrocentos e vinte reais e cinquenta centavos (R\$ 79.420,50), cotados através da planilha referencial do Sistema Nacional de Pesquisa e Índices da Construção Civil (SINAPI), do mês de junho de 2021.

O custo dos materiais (concreto, aço e fôrmas) da solução em radiers ficou em duzentos e setenta e três mil, duzentos e oito reais e 18 centavos (R\$ 273.208,18), cotados através da planilha referencial do Sistema Nacional de Pesquisa de Índices da Construção Civil (SINAPI), do mês de junho de 2021.

Portanto, os custos dos materiais necessários à execução da fundação na solução em radier são cerca de 3,5 vezes maiores que o da solução em sapatas, conforme demonstra o Gráfico 4.

Gráfico 4 – Comparação de Custos



FONTE: AUTOR (2021).

6 CONCLUSÃO

Após o desenvolvimento do presente trabalho, observa-se a importância do conhecimento do solo e das condições do terreno da obra para o dimensionamento seguro e econômico de fundações, pois notou-se a influência dos parâmetros geotécnicos do solo nas dimensões, formas e custos dos elementos da infraestrutura.

Apesar de ambas as soluções terem se mostrado seguras e eficazes, atendendo aos critérios da NBR 6118, NBR 6122 e aos limites de previsão de recalques estipulados na teoria, a solução em sapatas mostrou-se mais viável. Para o caso analisado, onde tem-se a estrutura de um edifício residencial de 5 pavimentos com pilares descarregando cargas pontuais e sem simetria nas fundações, a solução em sapatas consome muito menos aço e muito menos concreto, logo tem um custo consideravelmente menor para aquisição dos insumos necessários para a execução. Nas comparações objetos desse trabalho, o único item em que as sapatas consumiram mais material que o radier foi no item de fôrmas, devido às dezenas de vigas baldrame e pilares indispensáveis para a execução das fundações em sapatas.

Portanto, conclui-se que para o presente estudo de caso, a solução em sapatas apresentou um desempenho superior ao apresentado pela solução em *radier*.

6.1 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

No presente trabalho a solução em sapatas mostrou-se eficiente. Portanto, cabe analisar em trabalhos futuros o desempenho de uma solução em fundações em sapatas comparado com o desempenho da fundação em estacas hélice contínua monitorada, opção em fundação muito utilizada na atualidade.

Uma opção seria variar a espessura e as dimensões do *radier*, a fim de evitar a necessidade de armadura de punção para resistir aos esforços cortantes, ou até mesmo estudar a influência das seções dos pilares para esse mesmo fim. Por fim, é cabível a realização de trabalho similar em outro tipo de solo, com o intuito de refinar a percepção sobre a influência do solo nas estruturas.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, José Milton. **Curso de Concreto Armado - Volume 4**. 3. ed. Rio Grande - Rs: Editora Dunas, 2010. 323 p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5626:**Sistemas prediais de água fria e água quente – Projeto, Execução, Operação e Manutenção**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 61p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2020. 61p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2019. 108 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. 1 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2001. 17 p.

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu Te Amo**: Volume 1. 8 ED. São Paulo: Blucher, 2015.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**: mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 7. ed. Rio de Janeiro: Ltc, 2015. 560 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. Volume 2. São Paulo: PINI, 2009. 372 p.

DAS, Braja M.. **Princípios de Engenharia de Fundações**. 8. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2016. 372 p.

DORIA, Luis Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 93 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

HACHICH, Waldemar *et al* (ED.). **Fundações Teoria e Prática**. 2. ED. São Paulo: PINI, 1998. 751 P. ABMS/ABEF.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de Concreto: Princípios básico sobre armação de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 1973.

LONGO, Luis Filipe. **Pressão maior que a admissível**. 2018. Disponível em: <https://suporte.altoqi.com.br/hc/pt-br/articles/360004515274-Erro-D50>
Press%C3%A3o-maior-que-a-admiss%C3%ADvel. Acesso em: 20 jul. 2020.

MILITITSKY, Jarbas *et al*. **Patologia das Fundações**. São Paulo : Oficina de Textos, 2008. 207 p.

MOHR, Micheli Maria. **Dimensionamento e detalhamento de radier**. 2013. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/261/1072/pt-br/dimensionamento-e-detalhamento-de-radier.html>. Acesso em: 07 ago. 2020.

MORRISON, Nelson. **Interacción suelo-estructuras: Semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha, 1993.

REBELLO, Yopanan C. P.. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2008. 239 p.

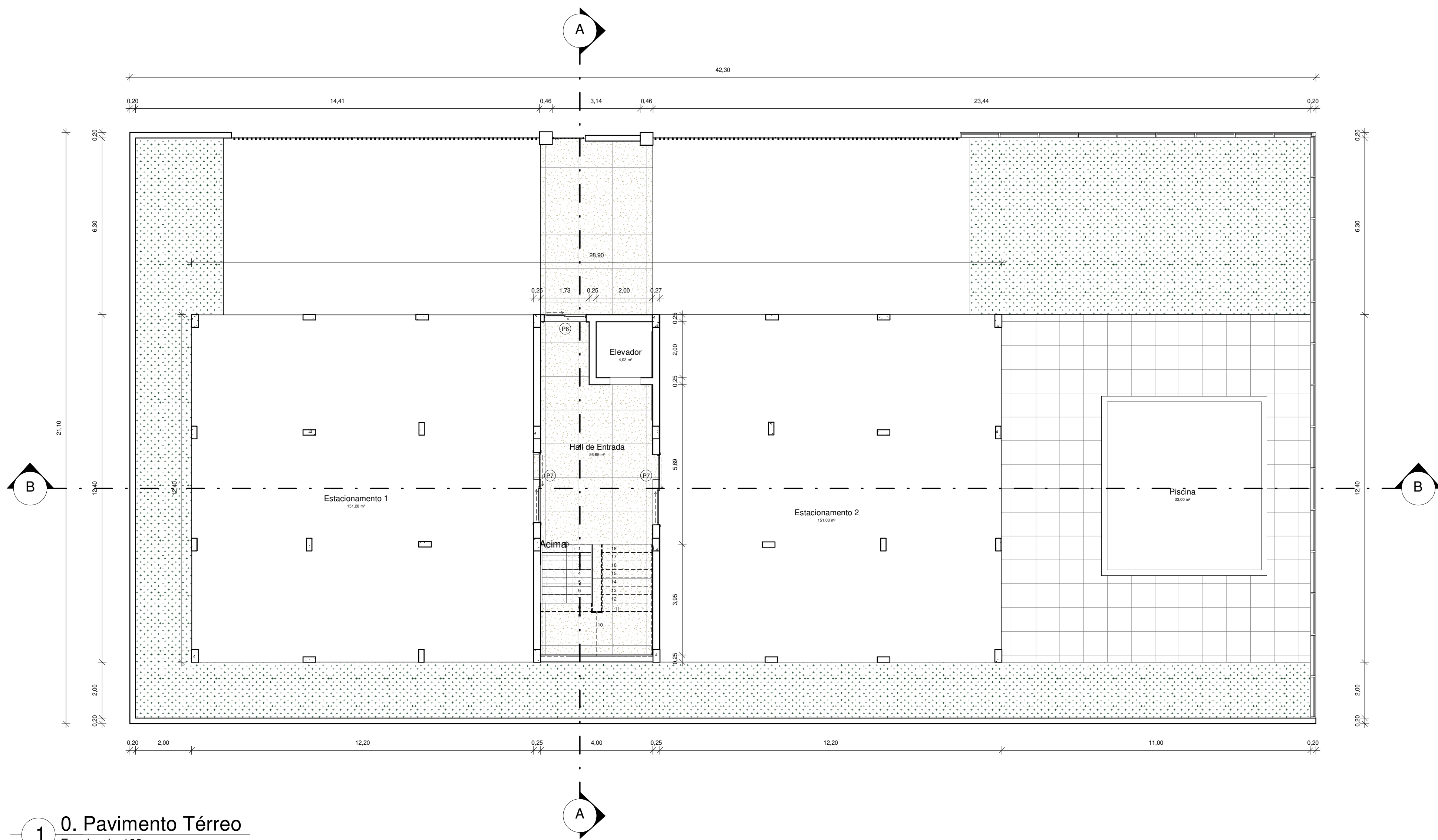
VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto / investigação de subsolo / fundações superficiais / fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

ANEXO 1 – FATORES DA CAPACIDADE DE CARGA DE TERZAGHI

Fatores da capacidade de carga de Terzaghi

\bar{f}_i	N_c	N_q	N_a	g	\bar{f}_i	N_c	N_q	N_a
0	5,70	1,00	0,00		26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,10	0,01		27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04		28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06		29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10		30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14		31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20		32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27		33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35		34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44		35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56		36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69		37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85		38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04		39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26		40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52		41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82		42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18		43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59		44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07		45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64		46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31		47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09		48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00		49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08		50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34					

APÊNDICE 1 – PROJETO ARQUITETÔNICO



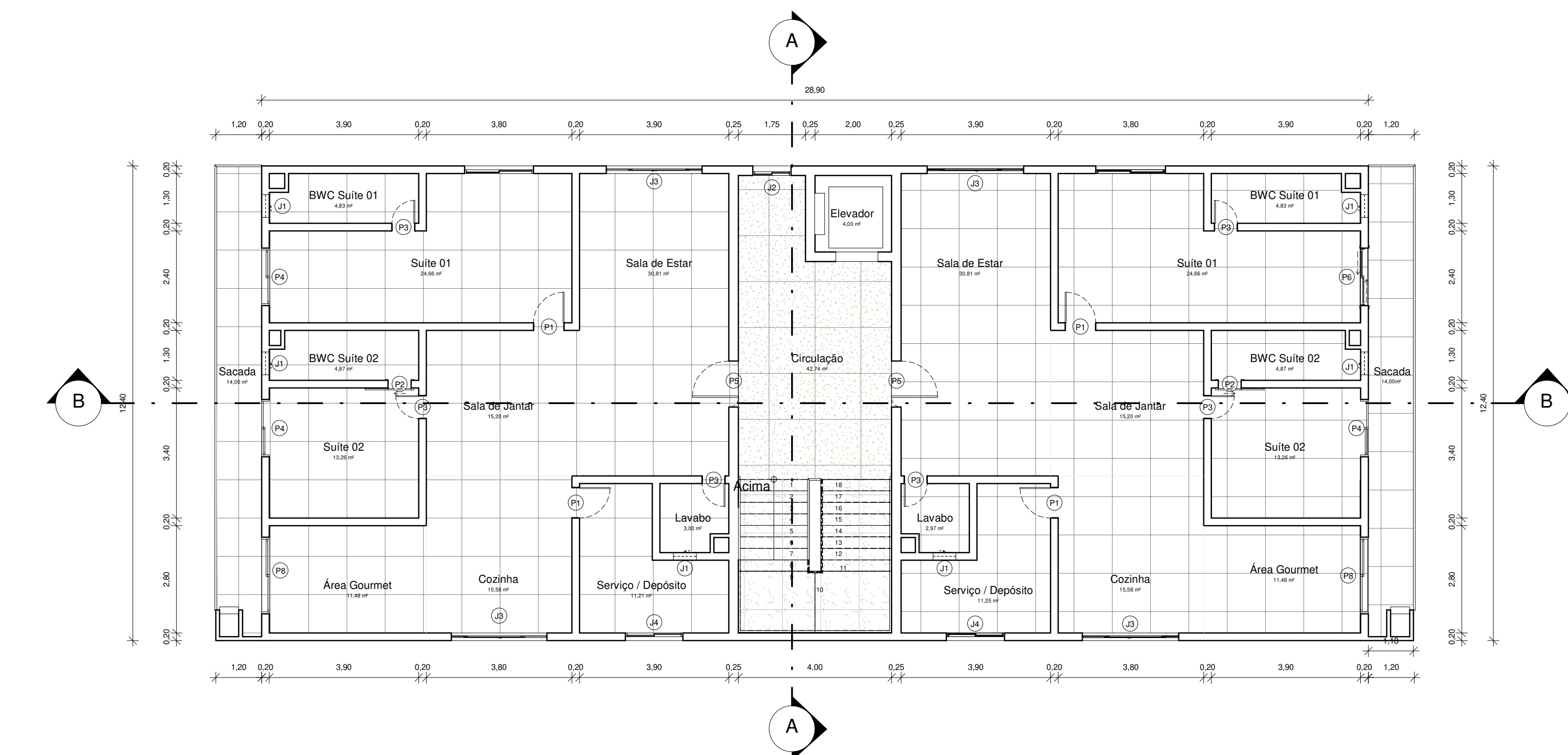
1 0. Pavimento Térreo
Escala: 1 : 100

QUADRO DE JANELAS					
CÓD	QNTD	LARGURA	ALTURA	ALTURA DO PEITORIL	DESCRIÇÃO
J1	30	0,60	0,60		Janela Márm Ar
J2	5	1,00	1,00	1,00	Janela de Correr - 2 Folhas
J3	30	2,50	1,60	1,10	Janela Blindex de Correr - 4 Folhas
J4	15	1,50	1,00	1,10	Janela de Correr - 2 Folhas
J5	15	1,80	1,00	1,10	Janela de Correr - 2 Folhas

QUADRO DE PORTAS				
CÓD	QNTD	LARGURA	ALTURA	DESCRIÇÃO
P1	20	0,80	2,10	Porta Interior de Giro
P2	10	0,60	2,10	Porta de Correr - 1 Folha
P3	30	0,60	2,10	Porta Interior de Giro
P4	15	1,50	2,10	Porta de Correr Dupla
P5	10	1,50	2,10	Porta Interior de Giro
P6	8	1,50	2,10	Porta de Correr - 2 Folhas
P7	2	2,50	2,10	Porta de Correr - 2 Folhas
P8	10	2,00	2,10	Porta de Correr - 2 Folhas



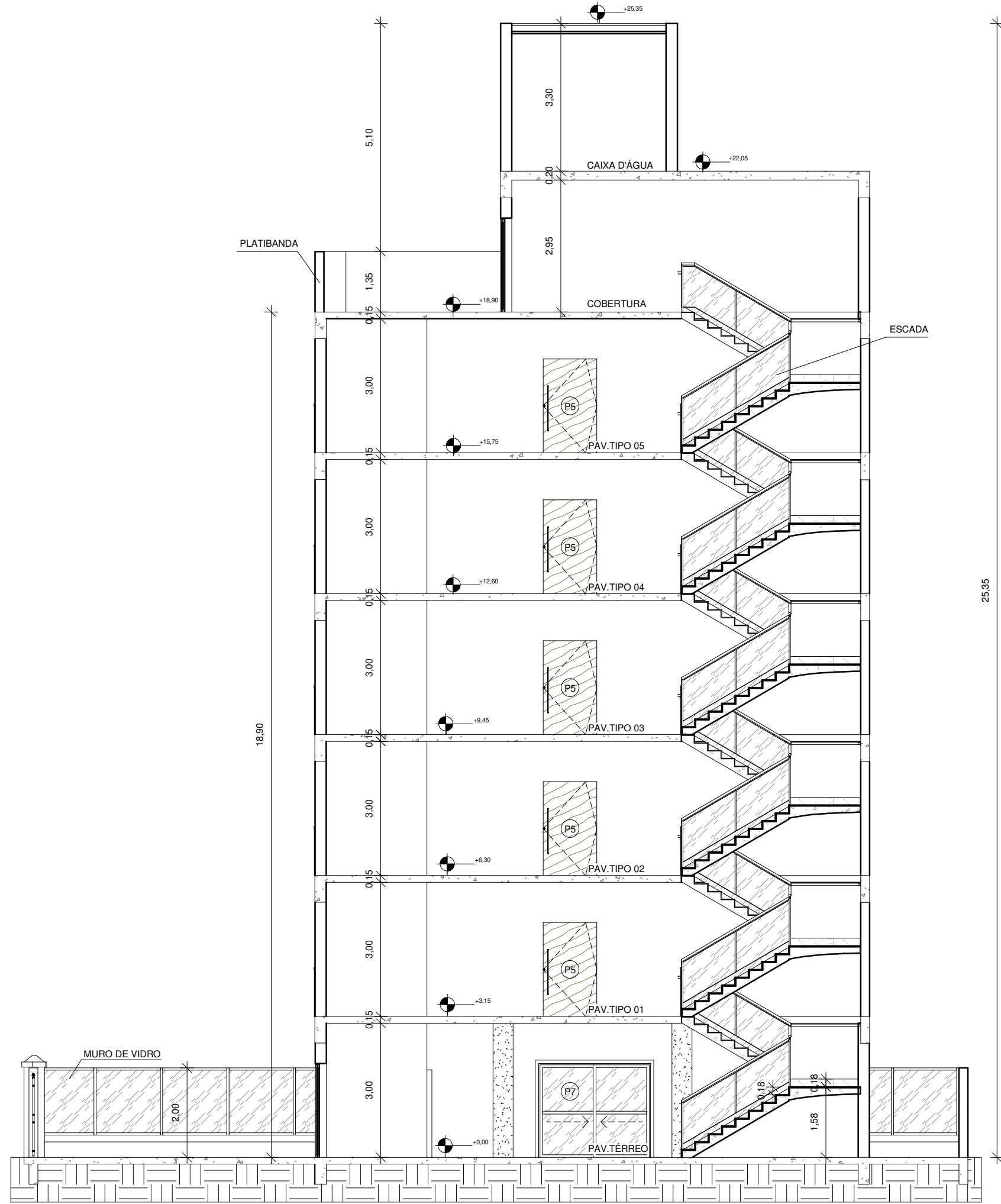
3 Perspectiva 01
Escala:



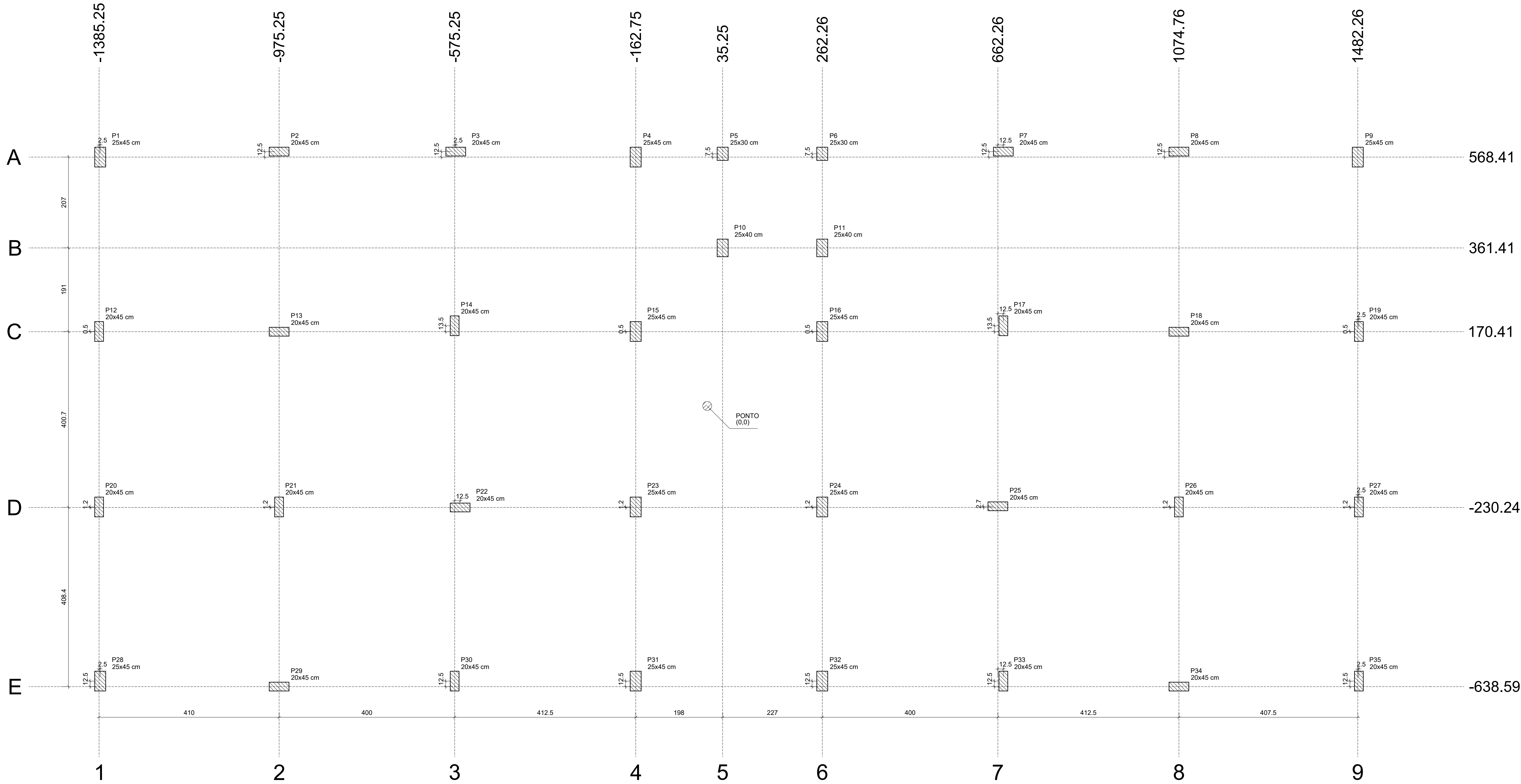
2 1. Pavimento Tipo 1
Escala: 1 : 100



4 Perspectiva 02
Escala:



APÊNDICE 2 – QUADRO DE CARGAS



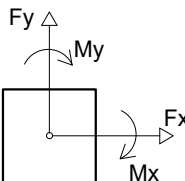
Planta de cargas
escala 1:50

Nome	Seção (cm)	X (cm)	Y (cm)	Carga Máx. (tf)	Carga Min. (tf)	Pilar							
						Mx Máximo (kgf.m)		My Máximo (kgf.m)		Fx Máximo (tf)		Fy Máximo (tf)	
						Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo	Positivo	Negativo
P1	25x45	-1382.75	580.91	63.5	34.3	0	0	0	0	0.6	-0.8	2.0	-2.0
P2	20x45	-975.25	580.91	58.8	39.3	0	0	0	0	1.4	-1.4	0.9	-0.7
P3	20x45	-572.75	580.91	56.2	34.0	0	0	0	0	1.5	-1.4	1.1	-1.2
P4	25x45	-162.75	568.41	61.2	26.5	0	0	0	0	1.0	-1.1	2.4	-2.3
P5	25x30	35.25	575.91	39.4	-0.5	0	0	0	0	0.1	-0.2	0.3	-0.4
P6	25x30	262.26	575.91	53.5	6.0	0	0	0	0	0.8	-0.7	2.0	-1.9
P7	20x45	674.76	580.91	57.0	33.9	0	0	0	0	1.3	-1.5	1.1	-1.0
P8	20x45	1074.76	580.91	54.8	38.6	0	0	0	0	1.5	-1.5	0.9	-0.7
P9	25x45	1482.26	568.41	63.6	34.4	0	0	0	0	0.7	-0.6	2.0	-1.8
P10	25x40	35.25	361.41	51.5	10.1	0	0	0	0	0.9	-0.8	3.0	-3.3
P11	25x40	262.25	361.41	52.5	25.8	0	0	0	0	0.7	-0.6	5.0	-4.8
P12	20x45	-1385.25	170.91	85.4	65.1	0	0	0	0	0.4	-0.6	3.6	-3.5
P13	20x45	-975.25	170.41	86.6	68.6	0	0	0	0	1.1	-1.2	1.4	-1.4
P14	20x45	-575.25	183.91	79.3	62.7	0	0	0	0	0.6	-0.5	2.7	-2.7
P15	25x45	-162.75	170.91	96.0	68.7	0	0	0	0	0.7	-0.8	4.2	-4.0
P16	25x45	262.26	170.91	92.4	40.9	0	0	0	0	0.9	-0.7	5.2	-4.8
P17	20x45	674.76	183.91	76.0	58.5	0	0	0	0	0.6	-0.7	2.7	-2.5
P18	20x45	1074.76	170.41	79.9	61.9	0	0	0	0	1.1	-1.2	1.4	-1.2
P19	20x45	1484.76	170.91	82.8	62.5	0	0	0	0	0.5	-0.3	3.5	-3.4
P20	20x45	-1385.25	-229.09	82.8	64.5	0	0	0	0	0.3	-0.5	3.4	-3.5
P21	20x45	-975.25	-229.09	81.5	65.1	0	0	0	0	0.6	-0.5	2.6	-2.8
P22	20x45	-562.75	-230.24	80.7	63.4	0	0	0	0	1.3	-1.1	1.4	-1.5
P23	25x45	-162.75	-229.09	144.5	91.0	0	0	0	0	0.5	-1.4	3.7	-3.9
P24	25x45	262.26	-229.09	143.3	90.3	0	0	0	0	1.0	-0.6	3.5	-3.7
P25	20x45	662.26	-227.59	81.6	64.3	0	0	0	0	1.1	-1.3	1.4	-1.6
P26	20x45	1074.76	-229.09	81.2	64.8	0	0	0	0	0.6	-0.7	2.6	-2.6
P27	20x45	1484.76	-229.09	82.9	64.6	0	0	0	0	0.4	-0.3	3.3	-3.6
P28	25x45	-1382.75	-626.09	63.1	33.4	0	0	0	0	0.6	-0.8	1.9	-2.1
P29	20x45	-975.25	-638.59	56.1	33.7	0	0	0	0	1.3	-1.3	1.1	-1.0
P30	20x45	-575.25	-626.09	63.6	41.9	0	0	0	0	0.7	-0.6	1.4	-1.4
P31	25x45	-162.75	-626.09	95.4	49.3	0	0	0	0	0.8	-0.7	1.9	-2.4
P32	25x45	262.26	-626.09	95.4	49.2	0	0	0	0	0.8	-0.9	1.8	-2.1
P33	20x45	674.76	-626.09	64.6	42.8	0	0	0	0	0.7	-0.6	1.3	-1.5
P34	20x45	1074.76	-638.59	54.4	32.6	0	0	0	0	1.4	-1.4	1.1	-1.0
P35	20x45	1484.76	-626.09	63.1	34.0	0	0	0	0	0.8	-0.5	1.9	-2.0

Os esforços indicados nesta tabela são os valores máximos obtidos pela envoltória de todas as combinações definidas para as fundações. Para análises complementares, deve-se consultar o relatório de esforços na fundação, que apresenta os valores calculados para cada combinação.

Locação no eixo X	
Coordenadas (cm)	Nome
-1385.25	P12, P20
-1382.75	P1, P28
-975.25	P2, P13, P21, P29
-575.25	P14, P30
-572.75	P3
-562.75	P22
-162.75	P4, P15, P23, P31
35.25	P5, P10
262.26	P6
262.25	P11
262.26	P16, P24, P32
662.26	P25
674.76	P7, P17, P33
1074.76	P8, P18, P26, P34
1482.26	P9
1484.76	P19, P27, P35

Locação no eixo Y	
Coordenadas (cm)	Nome
580.91	P2, P3, P7, P8
575.91	P5, P6
568.41	P1, P4, P9
361.41	P10, P11
183.91	P14, P17
170.91	P12, P15, P16, P19
170.41	P13, P18
-227.59	P25
-229.09	P20, P21, P23, P24, P26, P27
-230.24	P22
-626.09	P28, P30, P31, P32, P33, P35
-638.59	P29, P34

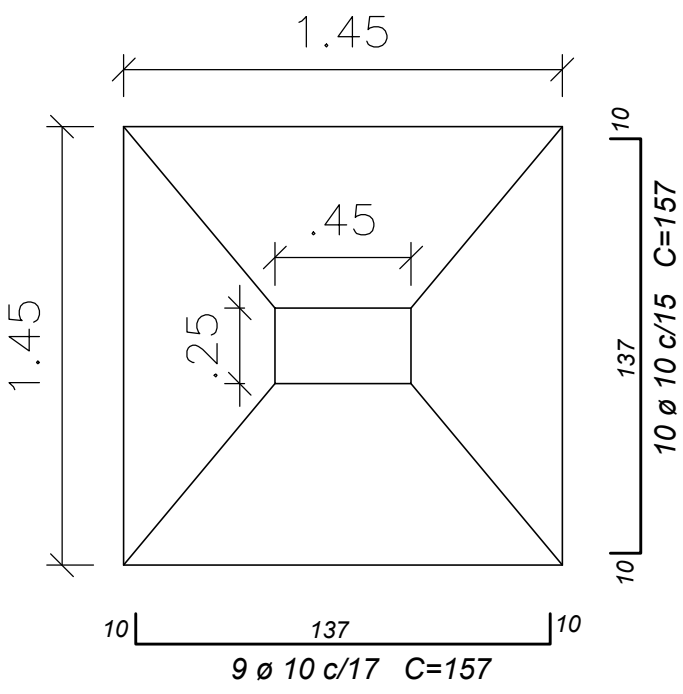


FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR	
	PROJETISTA: Ivo Antônio Silva Furtado Junior	
DATA 2021	DESENHO – PLANTA DE CARGAS	ARQUIVO PLANTADECARGAS.DWG
ESCALA INDICADA		
PRANCHA 01/01		

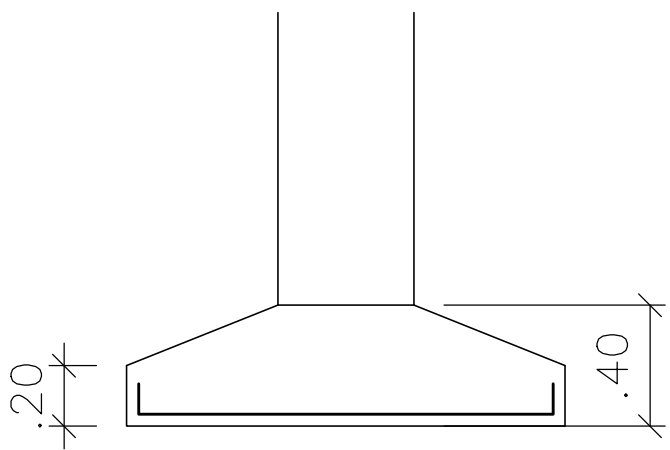
APÊNDICE 3 – DETALHAMENTO DAS SAPATAS

S1=S9

PLANTA
ESC 1:25

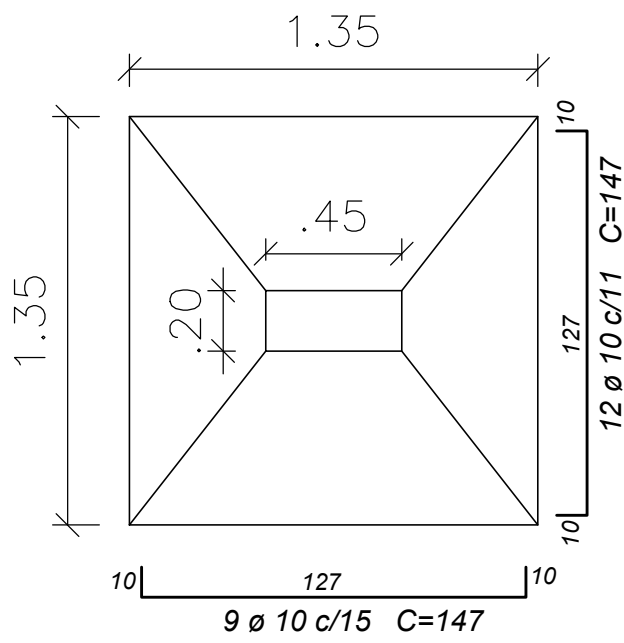


CORTE
ESC 1:25

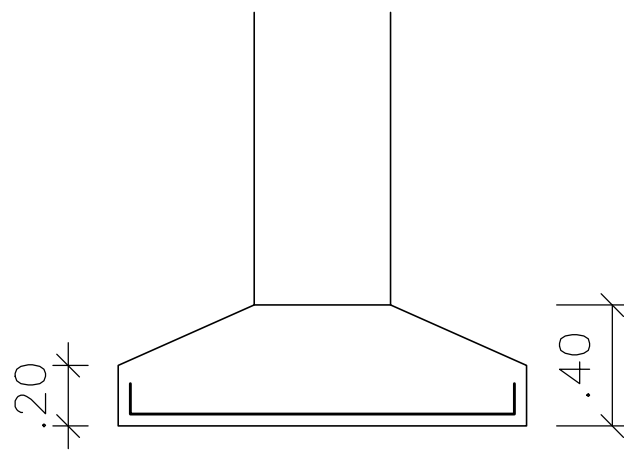


S2=S3=S7=S29

PLANTA
ESC 1:25

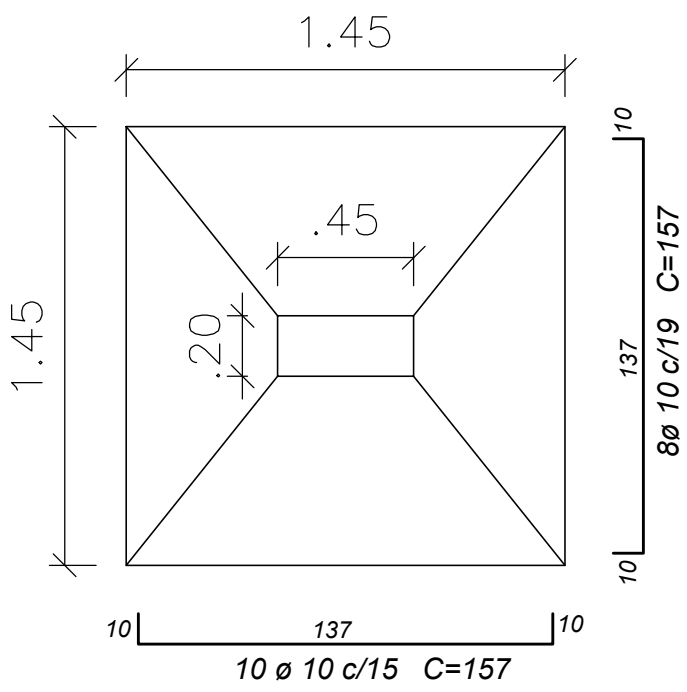


CORTE
ESC 1:25

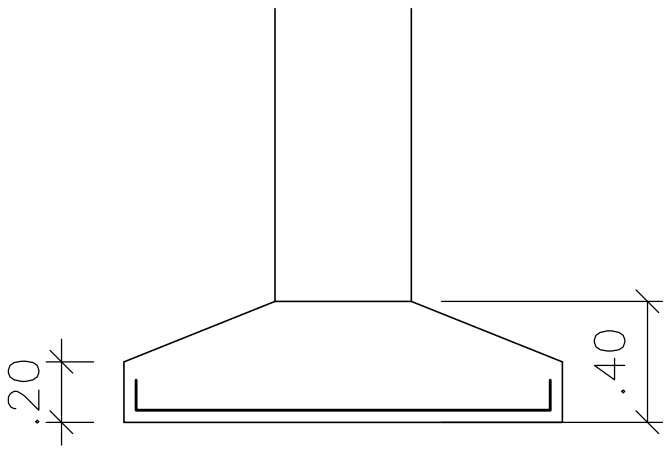


S4

PLANTA
ESC 1:25



CORTE
ESC 1:25



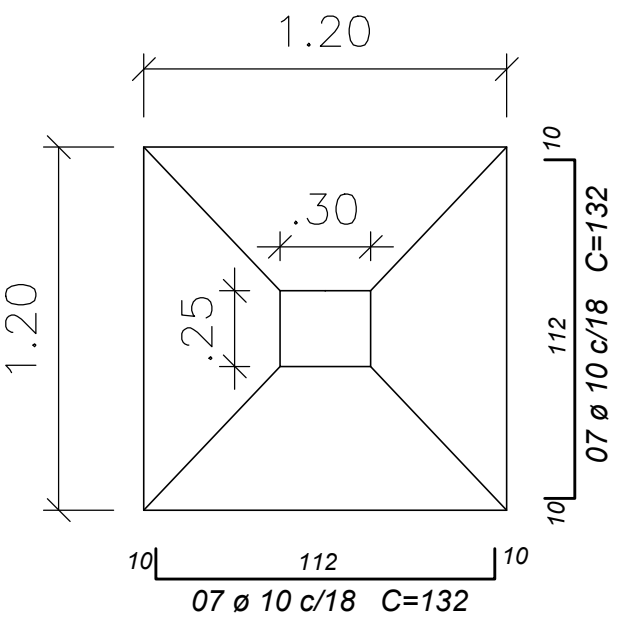
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

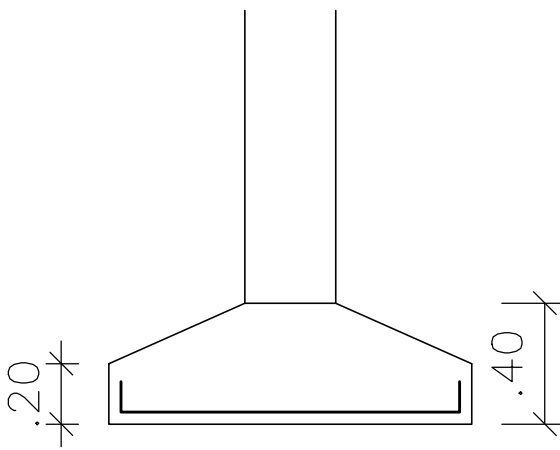
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

S5

PLANTA
ESC 1:25

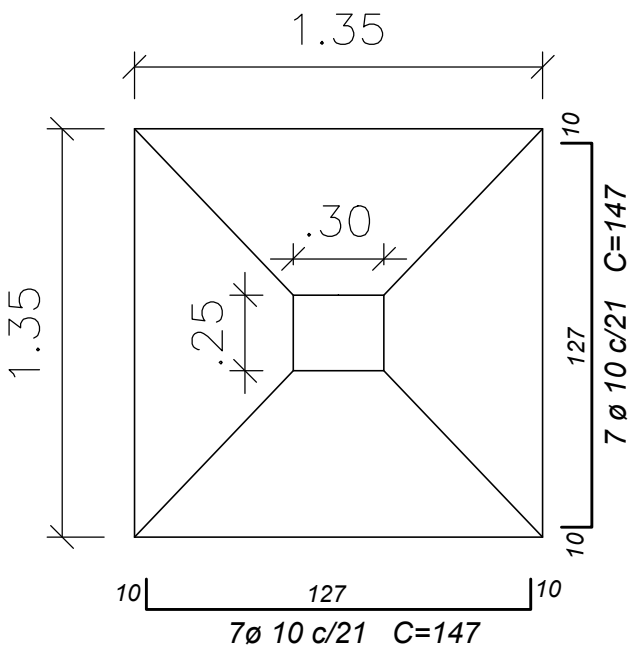


CORTE
ESC 1:25

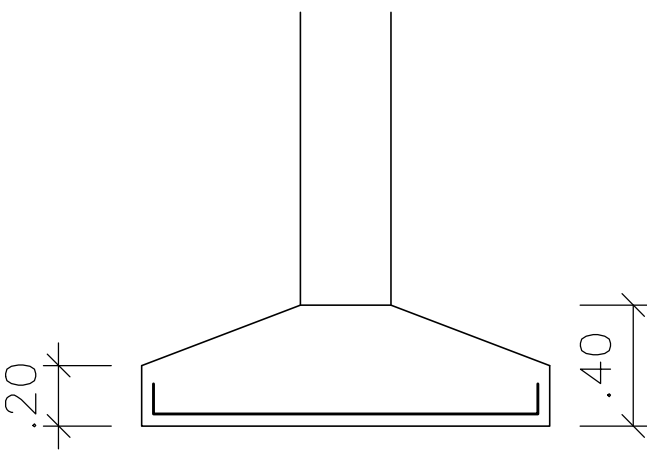


S6

PLANTA
ESC 1:25

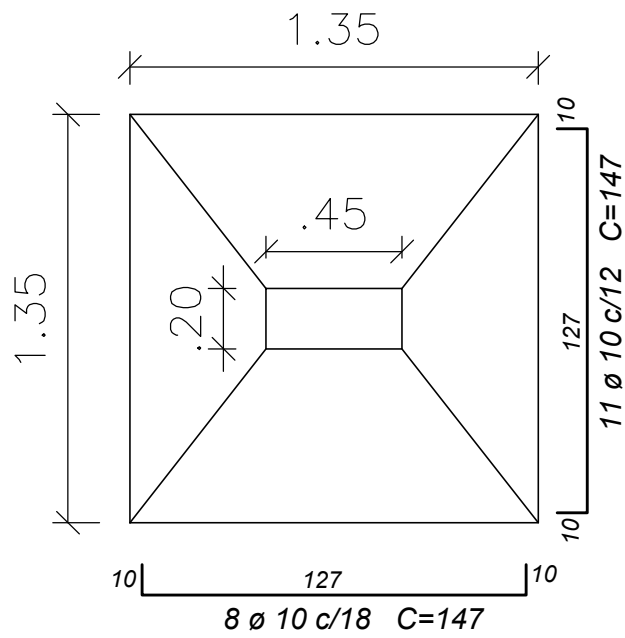


CORTE
ESC 1:25

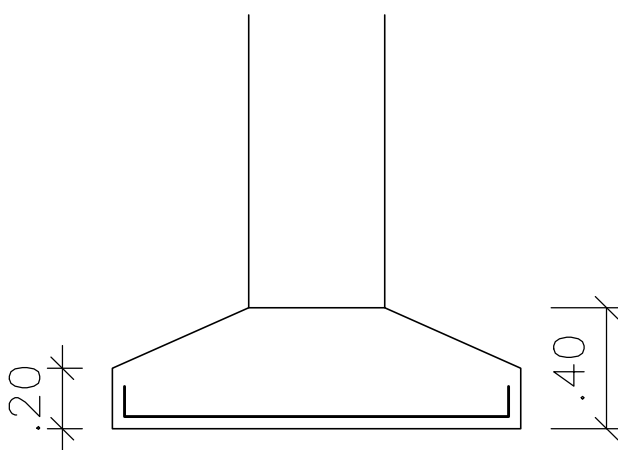


S8=S34

PLANTA
ESC 1:25



CORTE
ESC 1:25



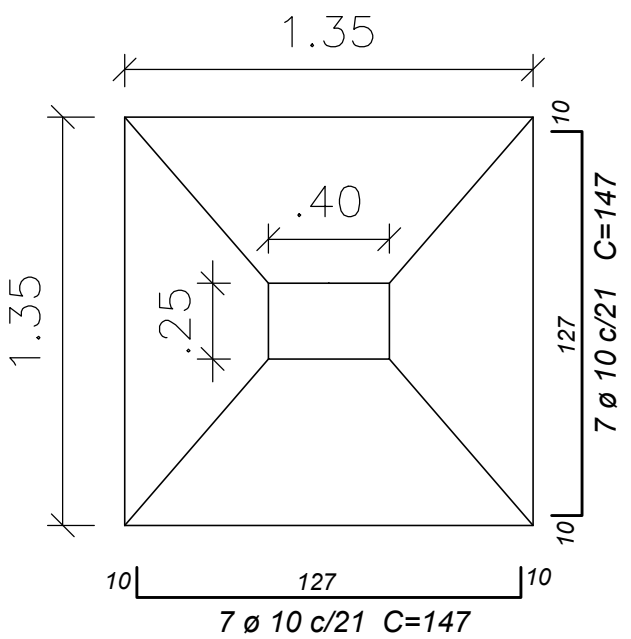
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

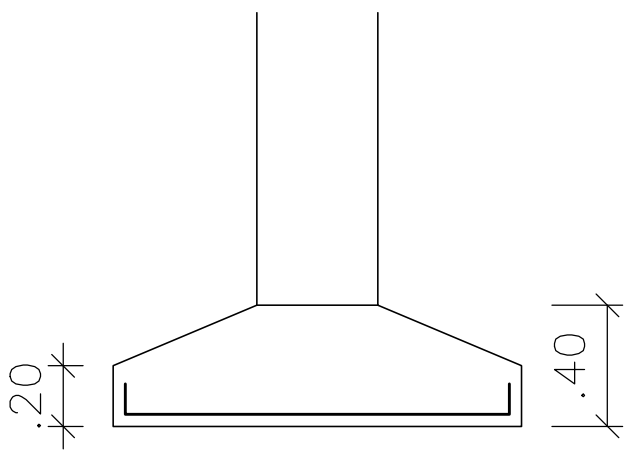
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

S10

PLANTA
ESC 1:25

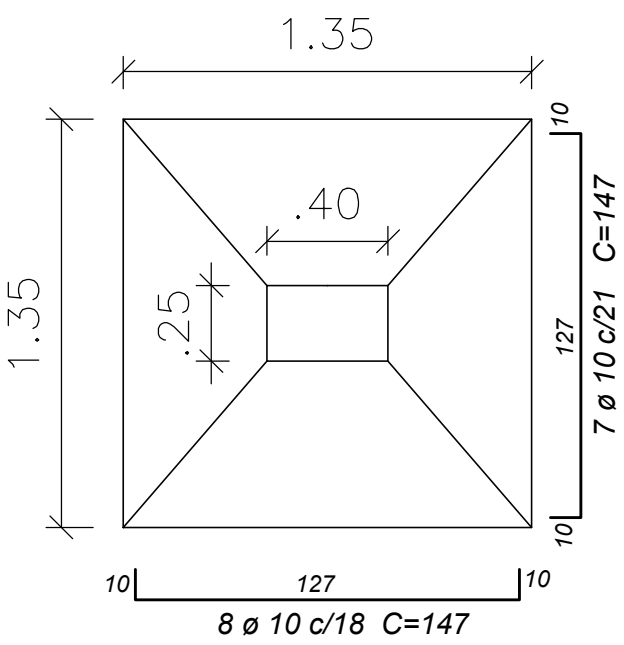


CORTE
ESC 1:25

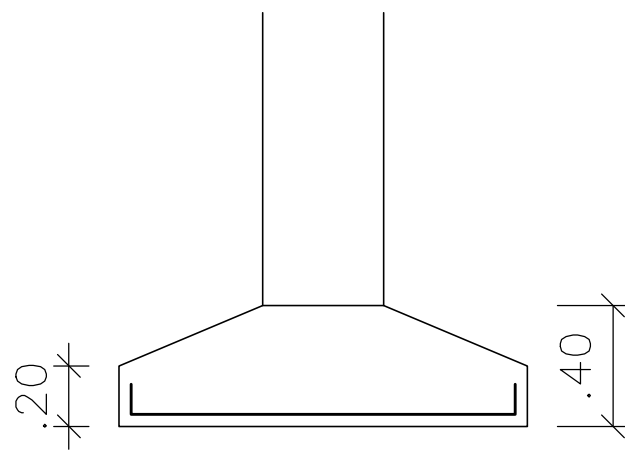


S11

PLANTA
ESC 1:25

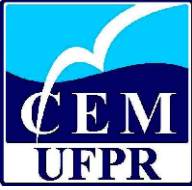


CORTE
ESC 1:25



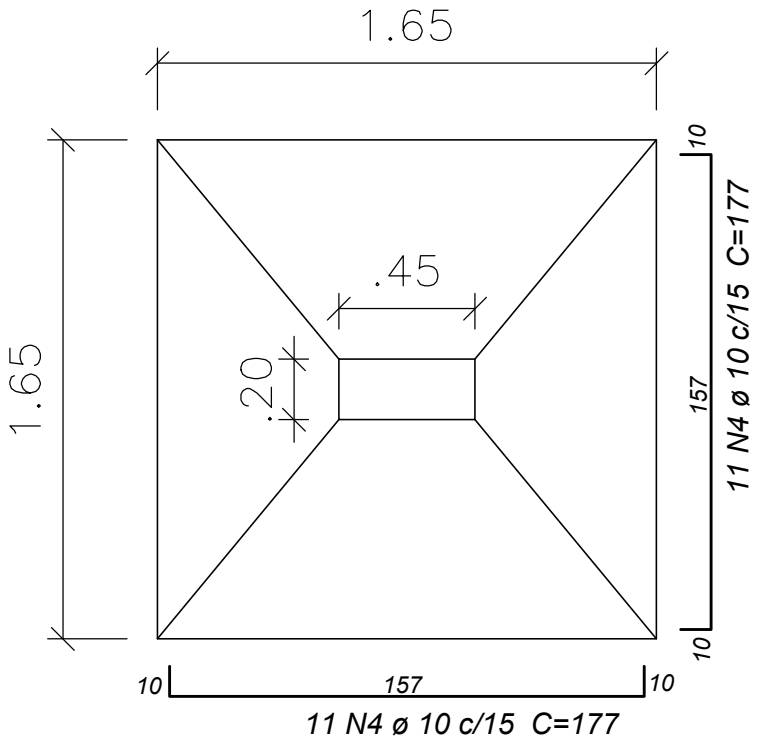
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

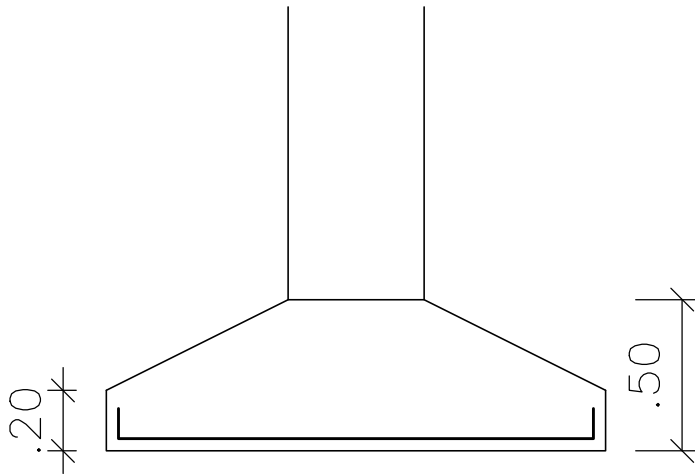
		EMPRESA Universidade Federal do Paraná -CEM	
PROJETO IVO ANTONIO SILVA FURTADO JUNIOR - GRR20164714		ASSINATURA	
REFERENCIA/ ENDEREÇO - DETALHAMENTO SAPATAS		PRANCHA	
DATA 2021	ESCALA INDICADA	UNIDADE METROS	DESENHO IVO JUNIOR
		01/02	

S12=S13=S14=S18=S19=S20=
S21=S22=S25=S26=S27

PLANTA
ESC 1:25

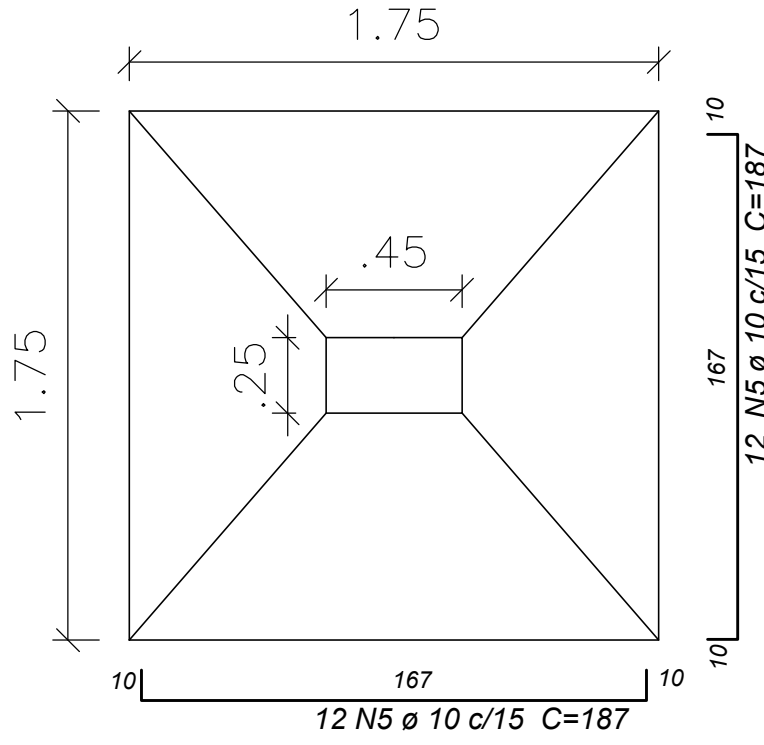


CORTE
ESC 1:25

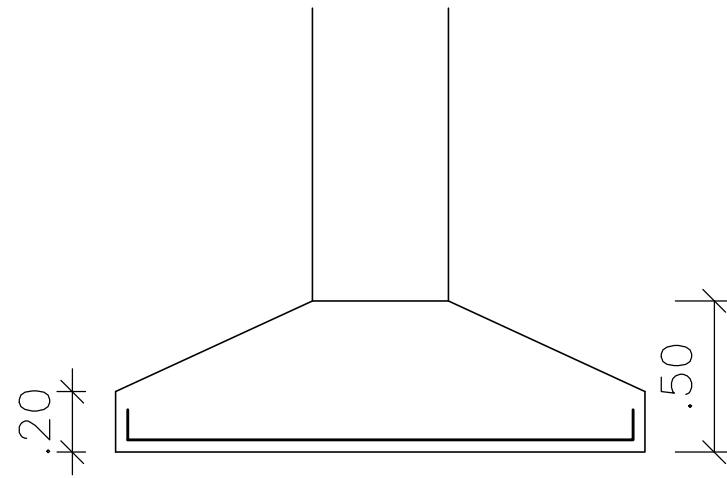


S15=S16=S31=S32

PLANTA
ESC 1:25



CORTE
ESC 1:25

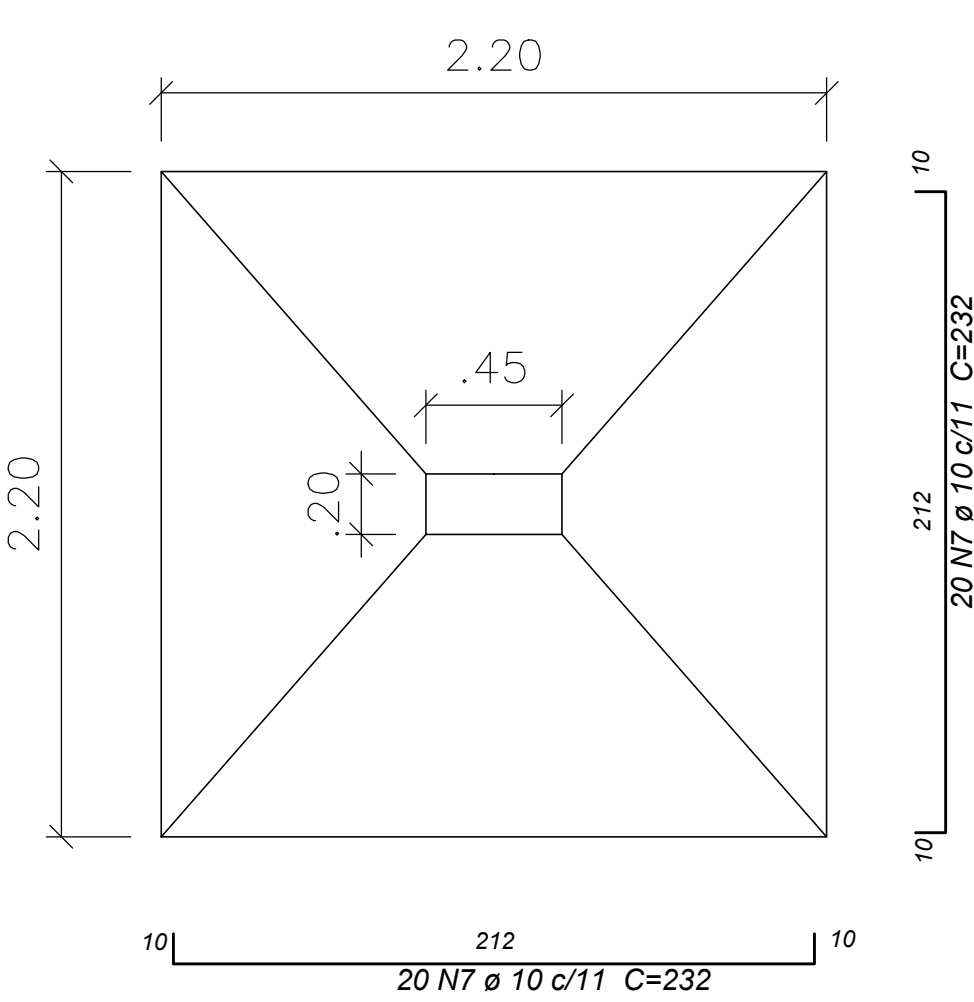


Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

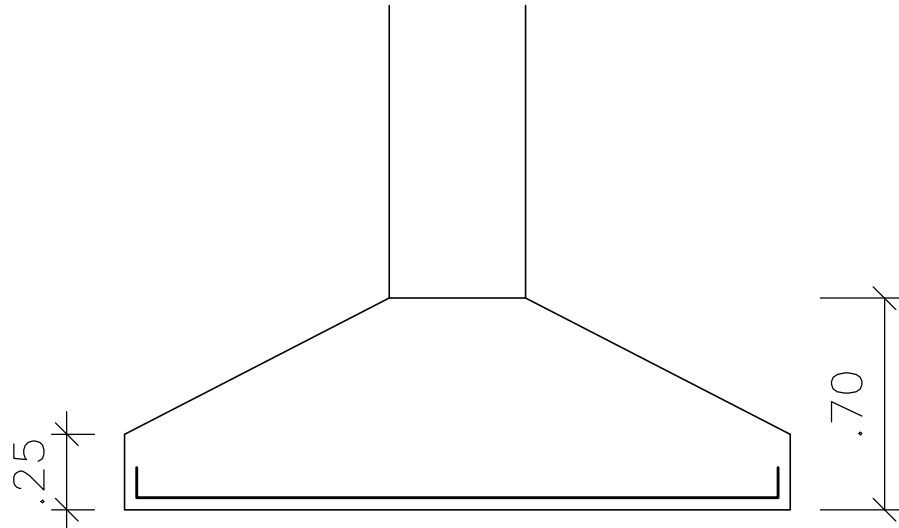
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

S23=S24

PLANTA
ESC 1:25



CORTE
ESC 1:25

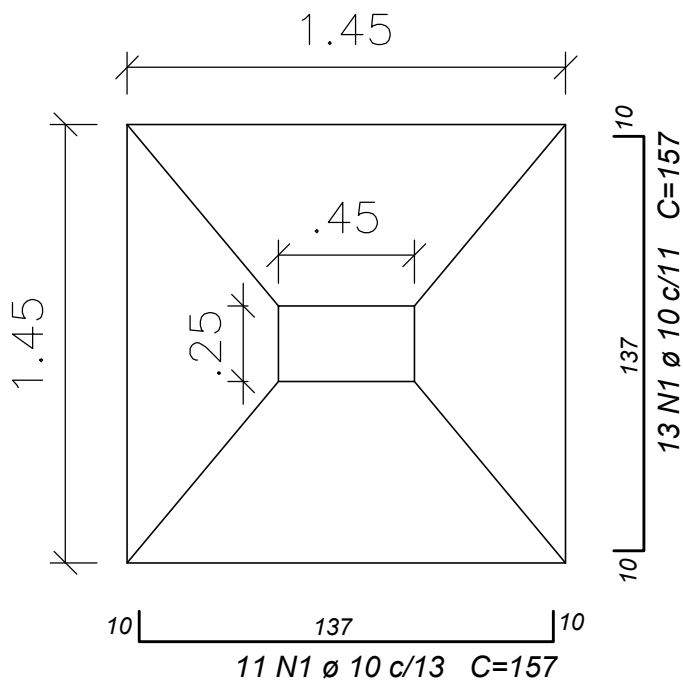


Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

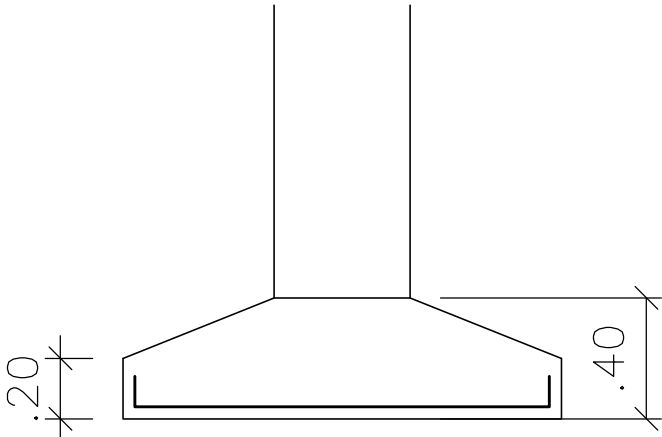
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

S28

PLANTA
ESC 1:25



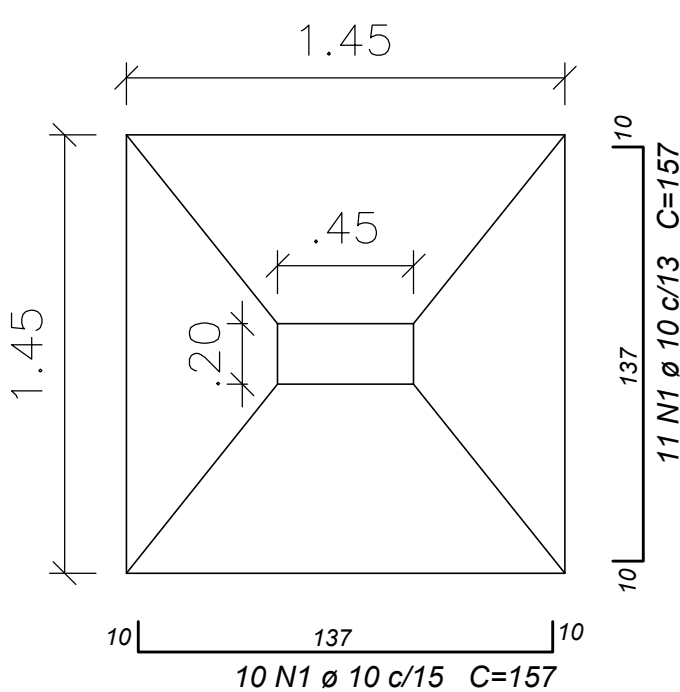
CORTE
ESC 1:25



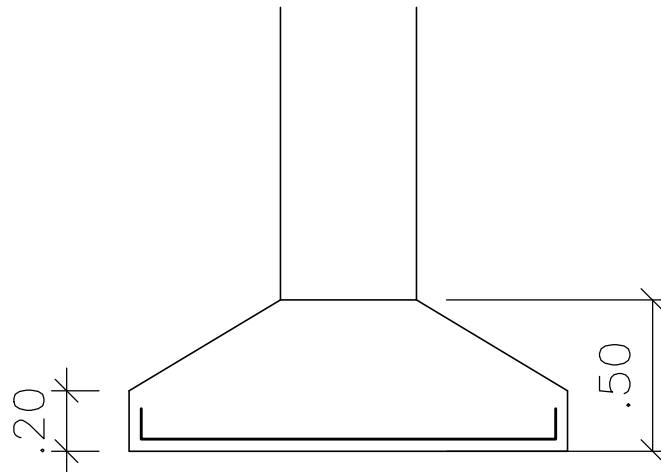
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

S30=S33=S35

PLANTA
ESC 1:25



CORTE
ESC 1:25



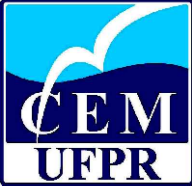
Solo com capacidade de suporte > 3.20 kgf/cm²
Solo compactado sobre a sapata
peso específico > 2000 kgf/m³

TABELA DE AÇO

N	Ø (mm)	QTD	COMPRIMENTO (CM)	
			PARCIAL	TOTAL
1	10	143	157	22451
2	10	165	147	24255
3	10	14	132	1848
4	10	242	177	42834
5	10	96	187	17952
6	10	20	167	3340
7	10	80	232	18560
TOTAL (CM)			131240	

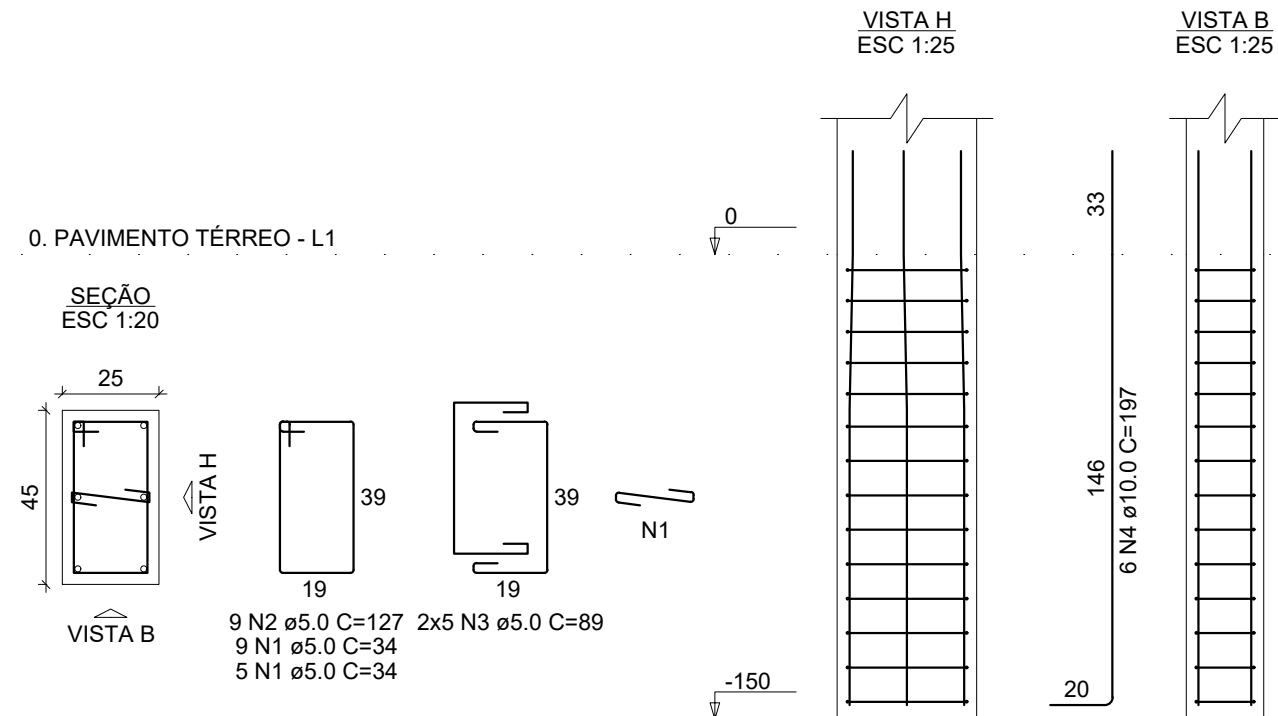
1312,40 metros

RESUMO DE AÇO - Ø 10 mm	
Quantidade de Barras	110
Massa (kg) Total	813.83

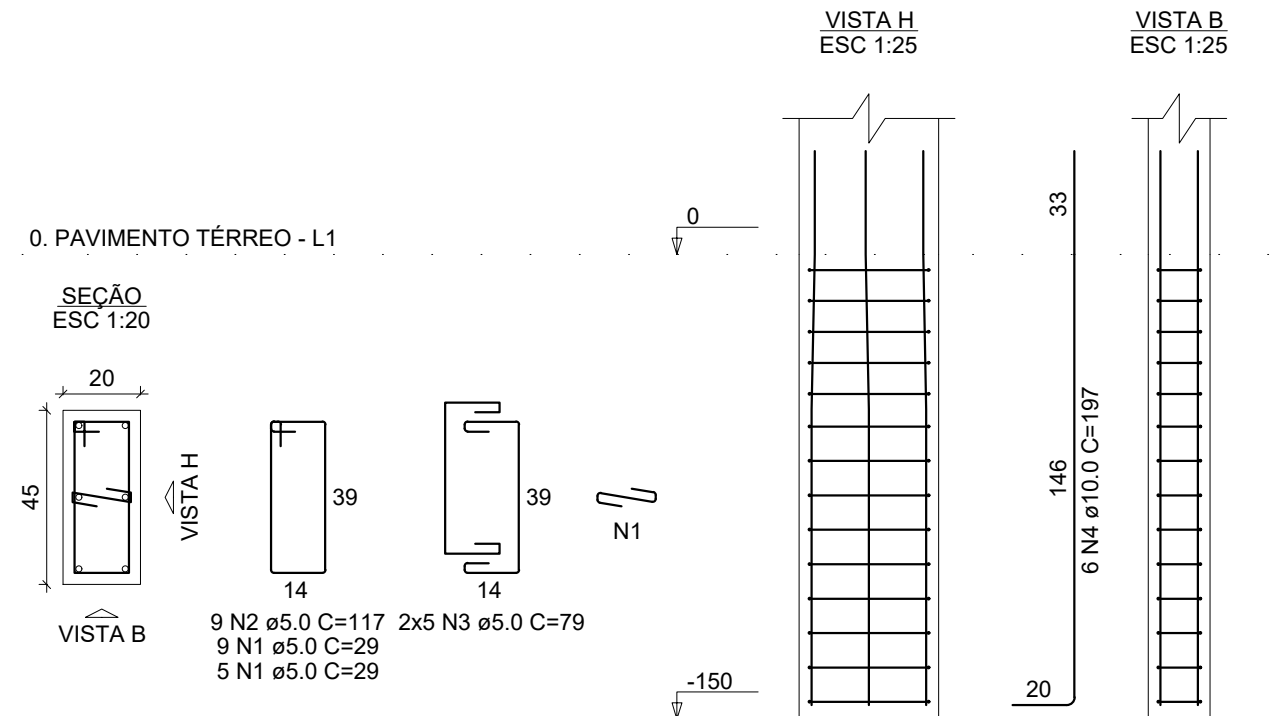
		EMPRESA Universidade Federal do Paraná -CEM	
PROJETO IVO ANTONIO SILVA FURTADO JUNIOR - GRR20164714		ASSINATURA	
REFERENCIA/ ENDEREÇO - DETALHAMENTO SAPATAS		PRANCHA	
DATA 2021	ESCALA INDICADA	UNIDADE METROS	DESENHO IVO JUNIOR
		02/02	

APÊNDICE 4 – DETALHAMENTO DOS PILARES DO TÉRREO

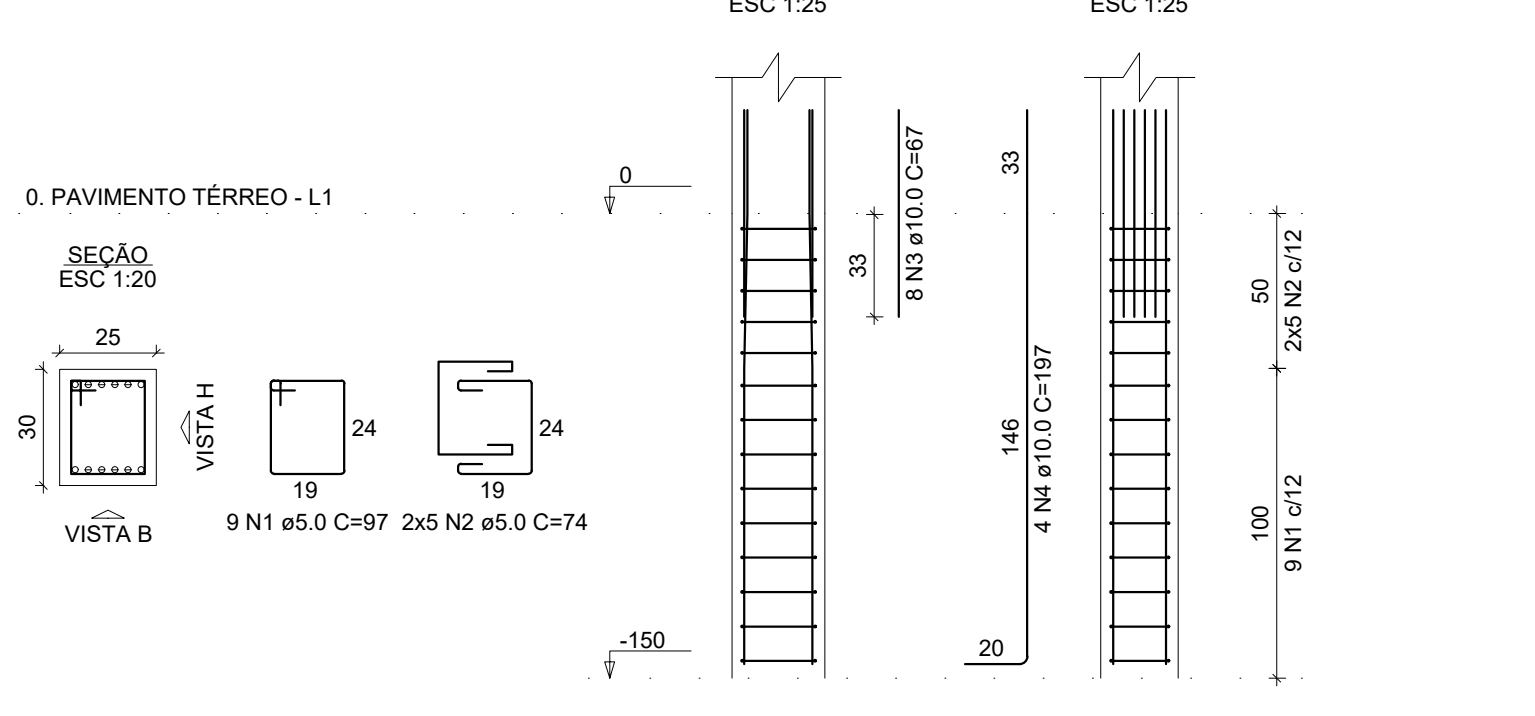
P1=P4=P9=P15=P28



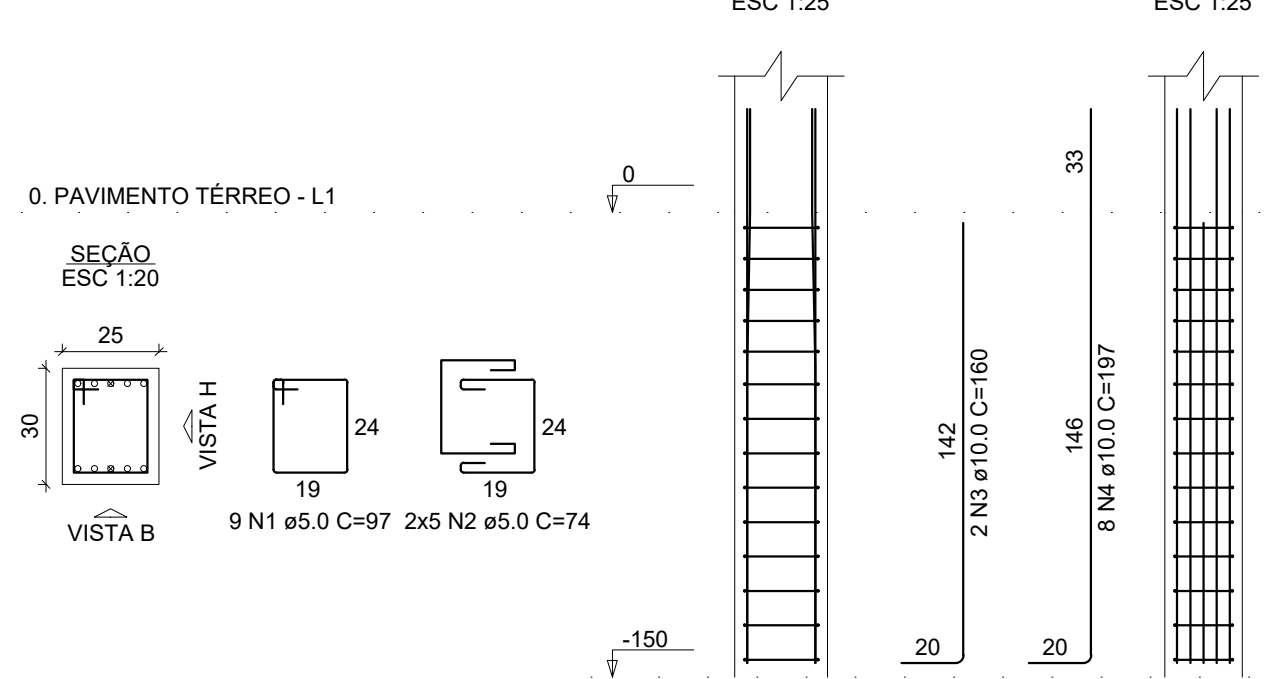
P2=P3=P7=P8=P14=P17=P29=P30=P33=P35



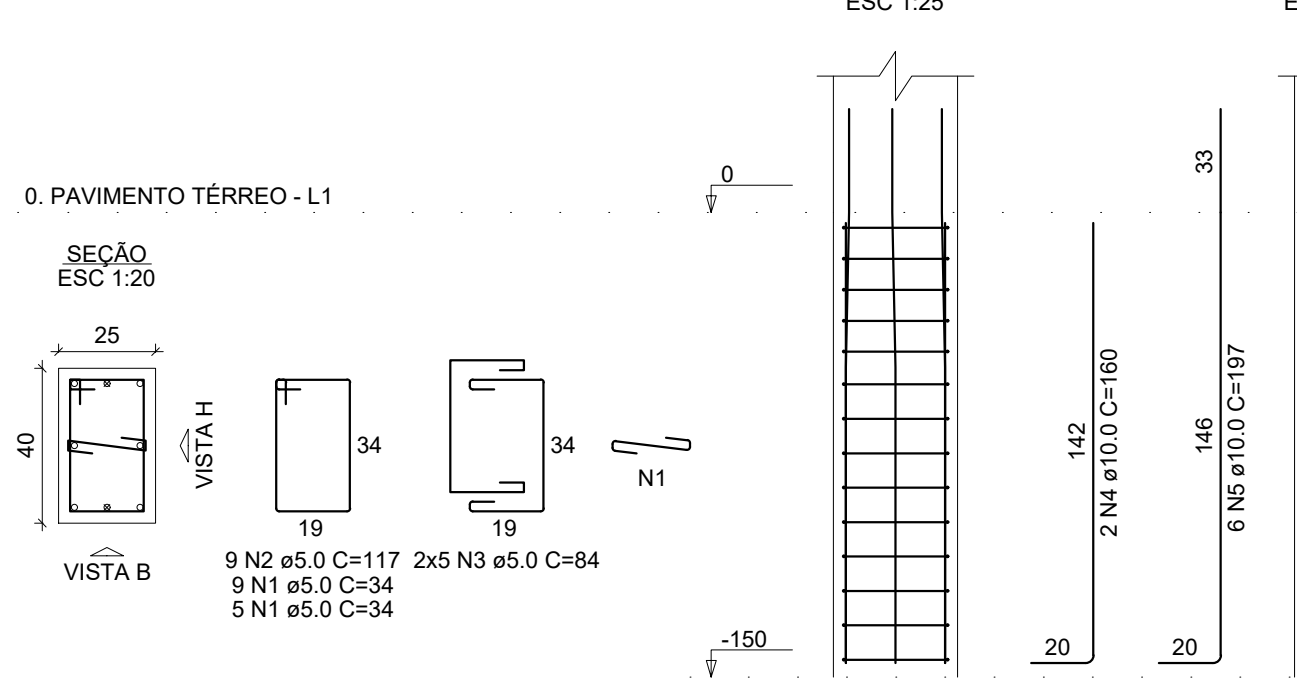
P5



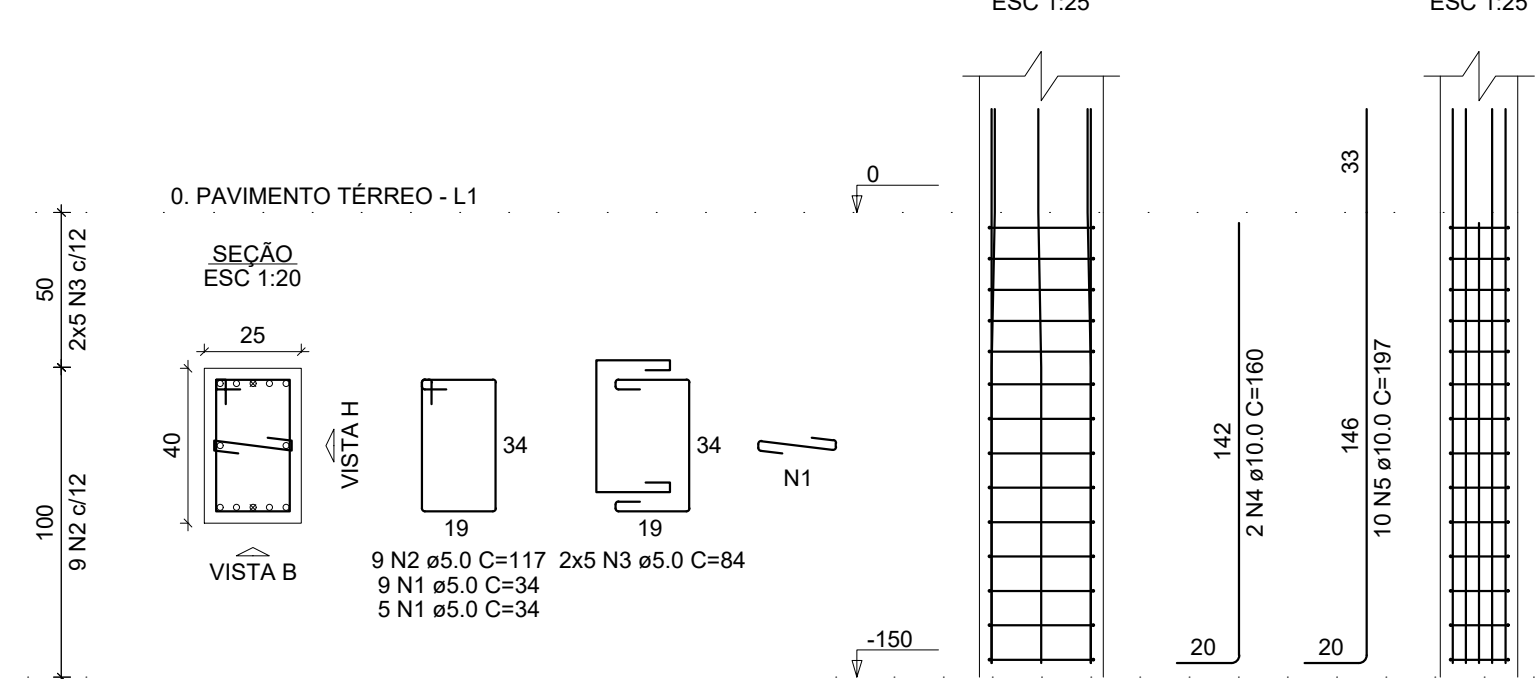
P6



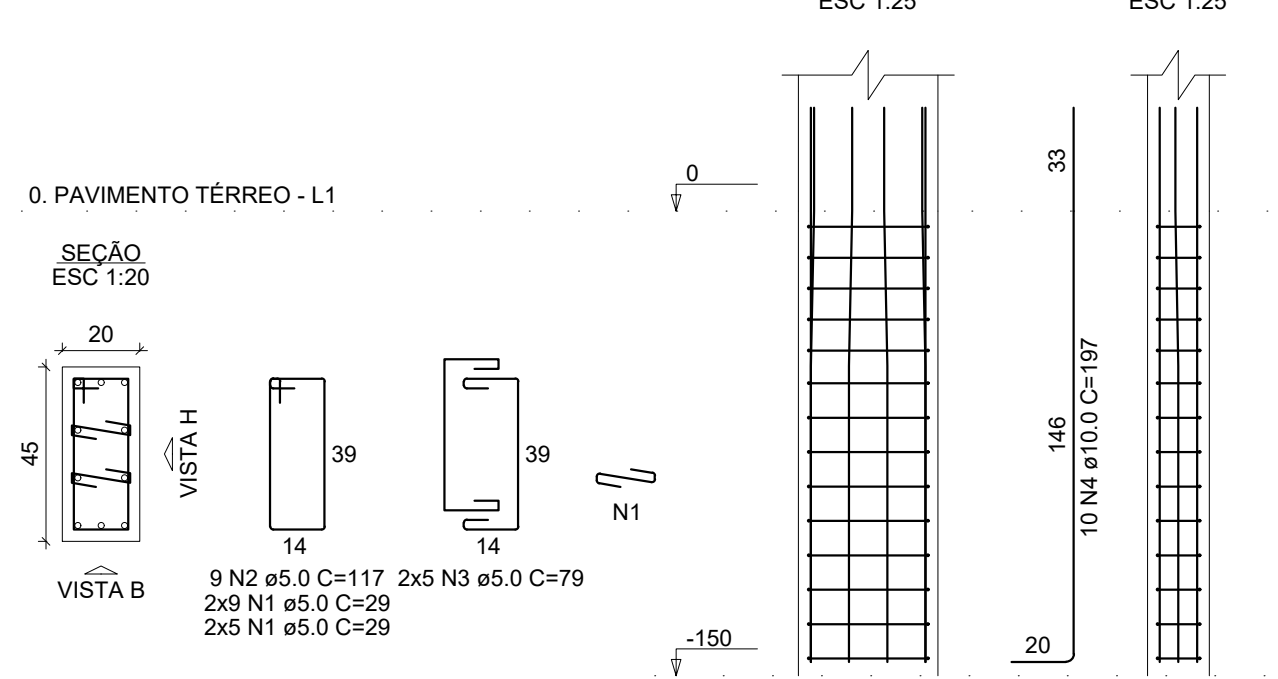
P10



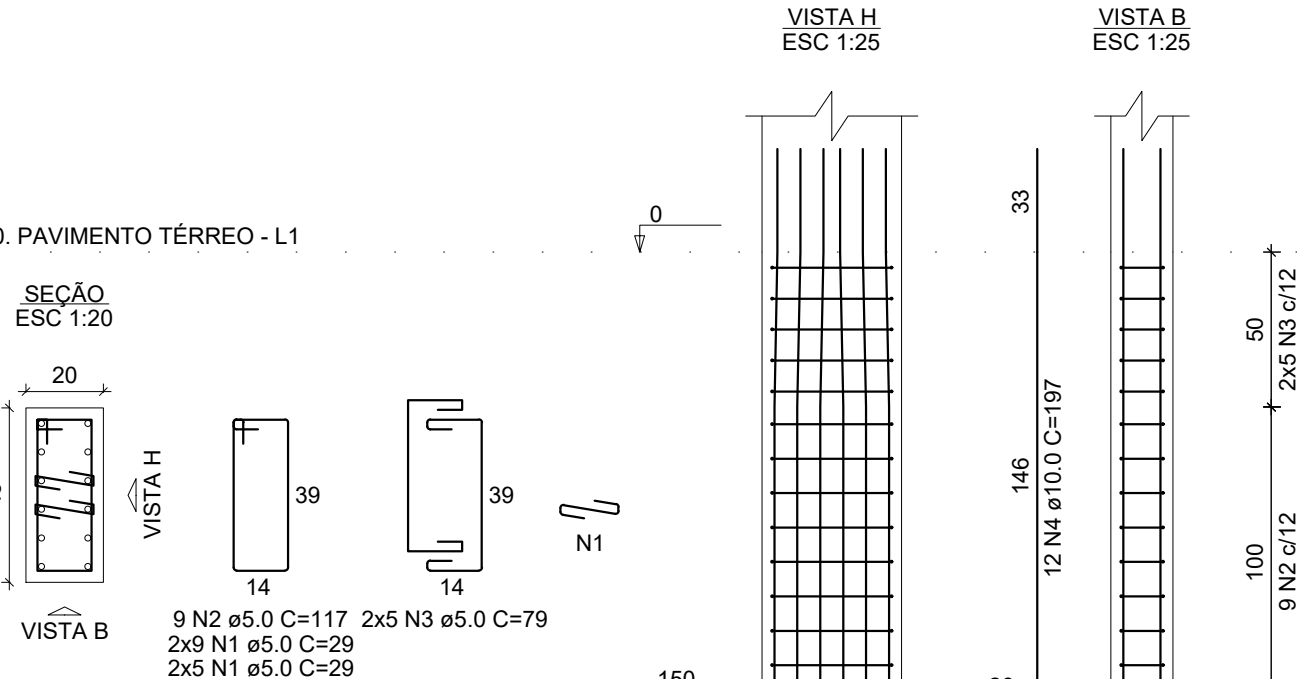
P11



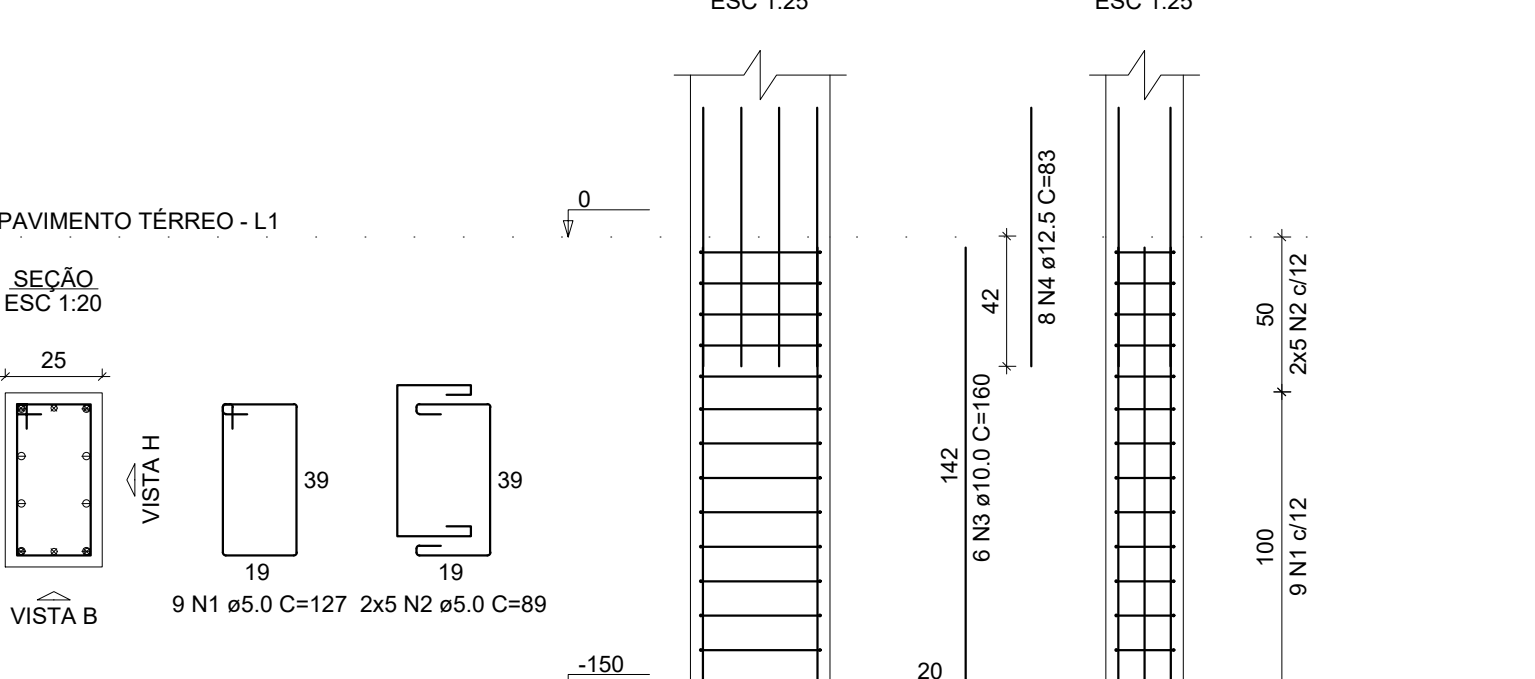
P12



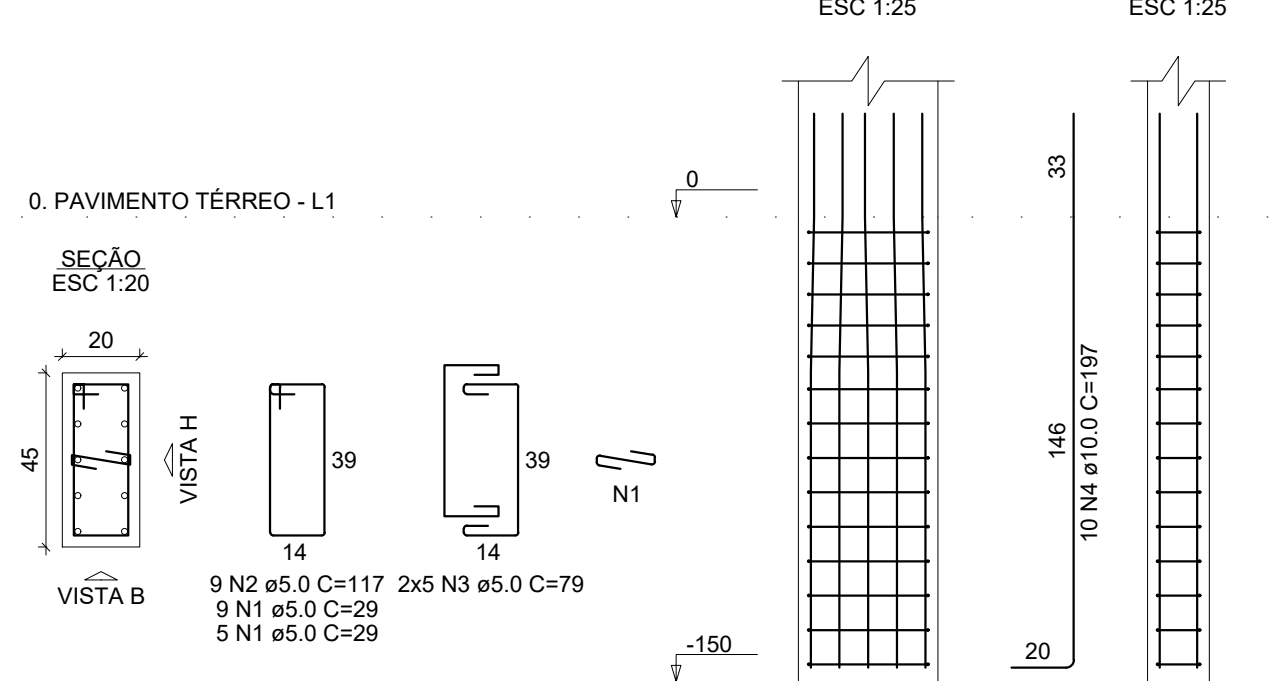
P13=P22=P25



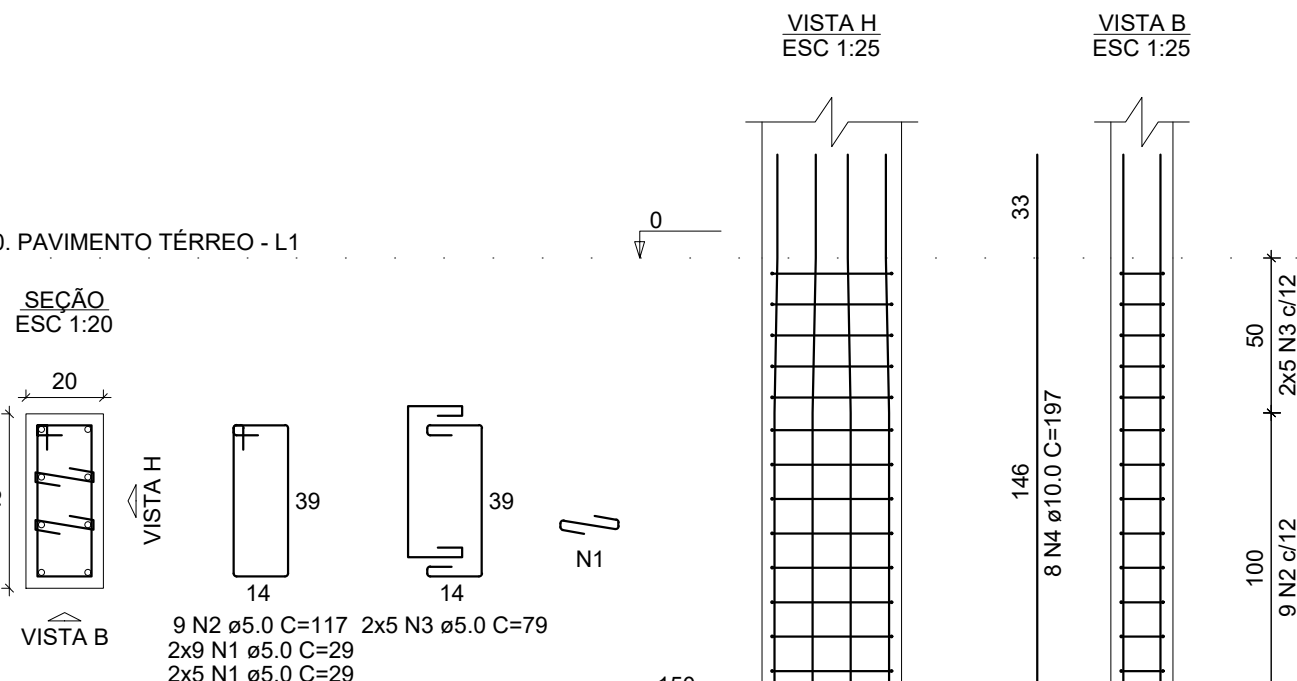
P16



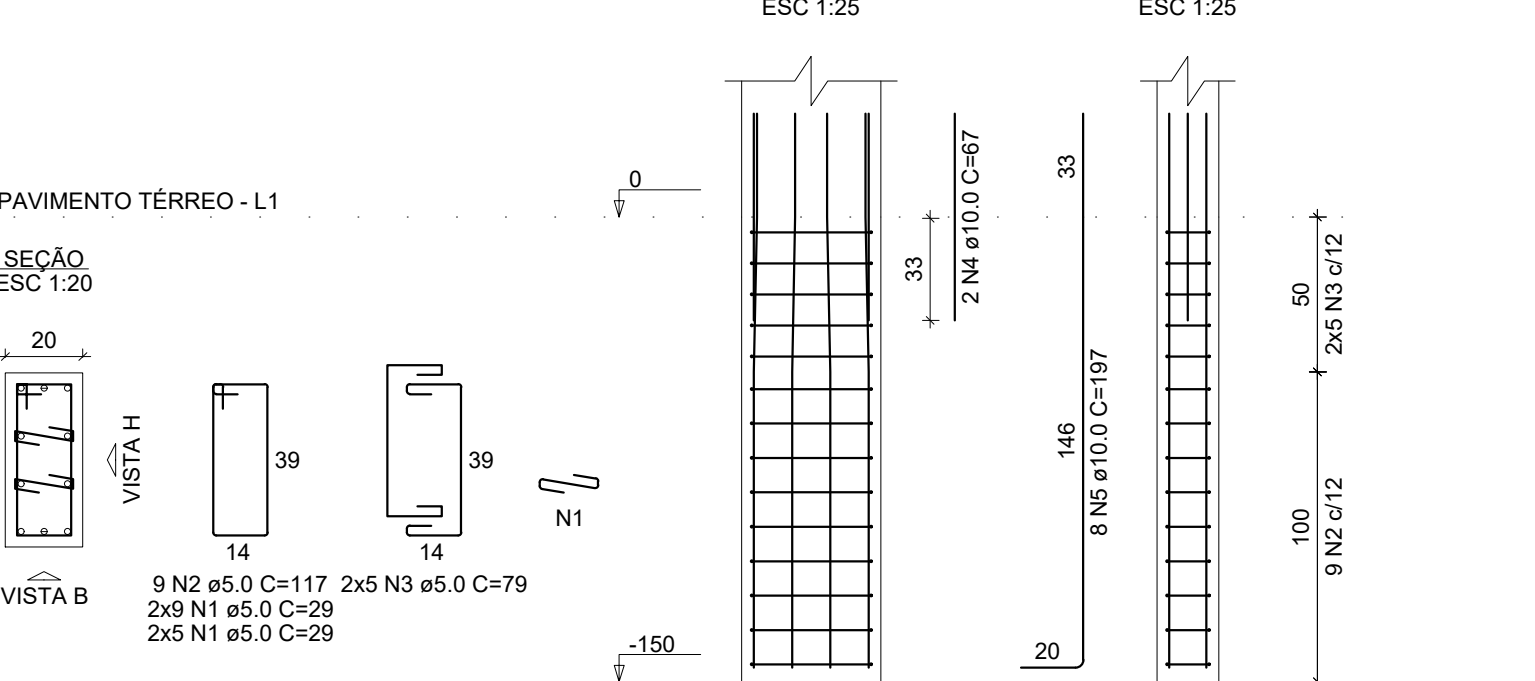
P18



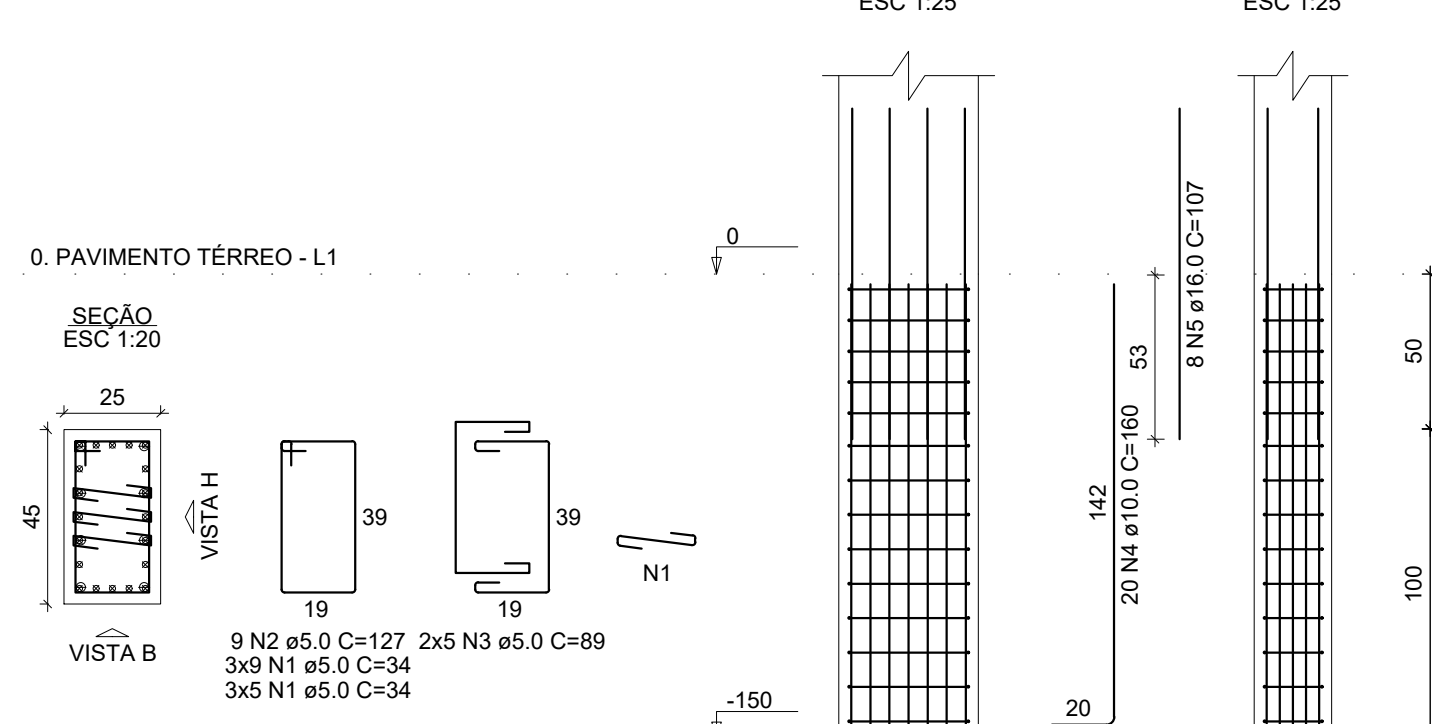
P19=P26=P34



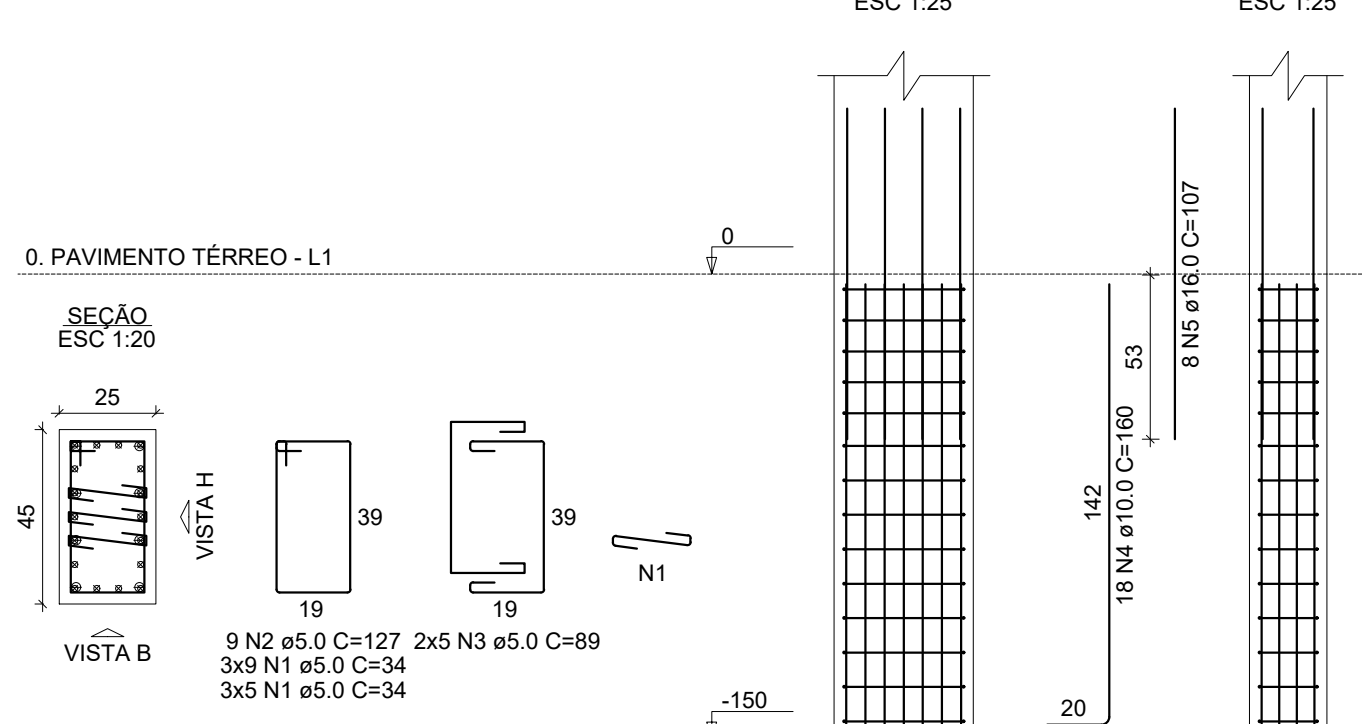
P20=P27



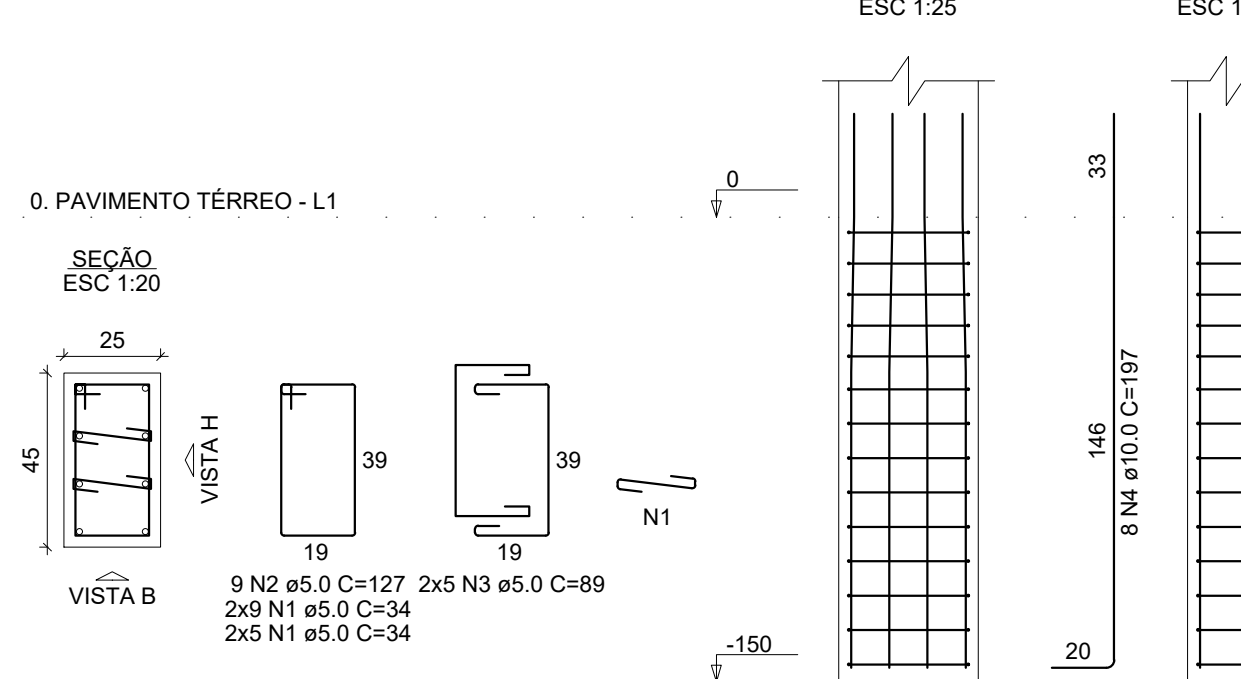
P23



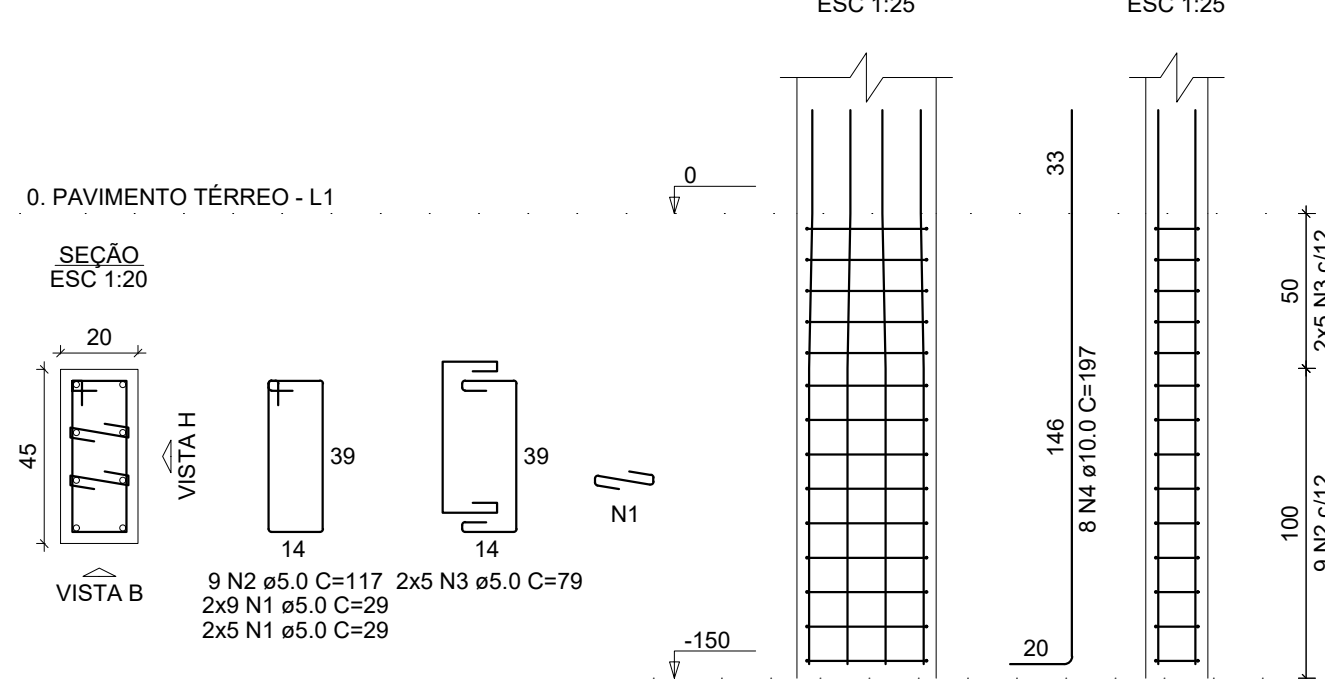
P24



P31=P32



P21



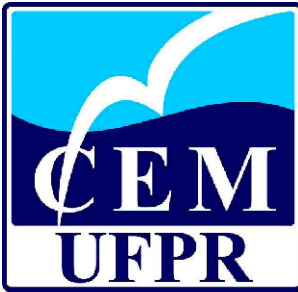
RELAÇÃO DO AÇO

ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
5xP1	CA60	1	5.0	70	34	2380
	CA60	2	5.0	45	27	1215
	CA60	3	5.0	50	89	4450
	CA50	4	10.0	30	197	5910
	CA60	1	5.0	140	29	4090
10xP2	CA60	2	5.0	90	117	10530
	CA60	3	5.0	100	79	7900
	CA50	4	10.0	60	197	11820
	CA60	1	5.0	9	97	873
	CA60	2	5.0	10	74	740
P5	CA60	3	10.0	8	67	536
	CA50	4	10.0	4	197	788
	CA60	1	5.0	9	97	873
	CA60	2	5.0	10	74	740
	CA50	3	10.0	2	160	320
P6	CA50	4	10.0	2	160	320
	CA60	1	5.0	14	34	476
	CA60	2	5.0	10	84	840
	CA50	3	10.0	2	160	320
	CA50	4	10.0	2	160	320
P10	CA60	1	5.0	14	34	476
	CA60	2	5.0	9	117	1053
	CA60	3	5.0	10	84	840
	CA50	4	10.0	2	160	320
	CA50	5	10.0	6	197	1182
P11	CA60	1	5.0	14	34	476
	CA60	2	5.0	9	117	1053
	CA60	3	5.0	10	84	840
	CA50	4	10.0	2	160	320
	CA50	5	10.0	10	197	1970
P12	CA60	1	5.0	28	29	812
	CA60	2	5.0	9	117	1053
	CA50	5	10.0	10	197	1970
	CA60	1	5.0	28	29	812
	CA60	2	5.0	9	117	1053
3xP13	CA60	3	5.0	10	79	790
	CA50	4	10.0	10	197	1970
	CA60	5	10.0	84	29	2436
	CA60	2	5.0	27	117	3159
	CA60	3	5.0	30	79	2370
P16	CA50	4	10.0	36	197	7092
	CA60	1	5.0	9	127	1143
	CA60	2	5.0	10	89	890
	CA50	3	10.0	6	160	960
	CA50	4	12.5	8	684	684
P18	CA60	1	5.0	14	29	406
	CA60	2	5.0	9	117	1053
	CA60	3	5.0	10	79	790
	CA50	4	10.0	10	197	1970
	CA60	1	5.0	84	29	2436
3xP19	CA60	2	5.0	27	117	3159
	CA60	3	5.0	30	79	2370
	CA50	4	10.0	24	197	4728
	CA60	1	5.0	56	29	1624
	CA60	2	5.0	18	117	2106
2xP20	CA60	3	5.0	20	79	1580
	CA50	4	10.0	4	67	268
	CA50	5	10.0	16	197	3152
	CA60	1	5.0	28	29	812
	CA60	2	5.0	9	117	1053
P21	CA60	3	5.0	10	79	790
	CA50	4	10.0	8	197	1576
	CA60	1	5.0	42	34	1428
	CA60	2	5.0	9	127	1143
	CA60	3	5.0	10	89	890
P23	CA50	4	10.0	20	160	3200
	CA50	16.0	8	107	856	856
	CA60	1	5.0	42	34	1428
	CA60	2	5.0	9	127	1143
	CA60	3	5.0	10	89	890
P24	CA50	4	10.0	20	160	3200
	CA50	16.0	8	107	856	856
	CA60	1	5.0	42	34	1428
	CA60	2	5.0	9	127	1143
	CA60	3	5.0	10	89	890
2xP31	CA50	4	10.0	18	160	2880
	CA50	5	16.0	8	107	856
	CA60	1	5.0	56	34	1904
	CA60	2	5.0	18	127	2286
	CA60	3	5.0	20	89	1780
	CA50	4	10.0	16	197	3152

RESUMO DO AÇO

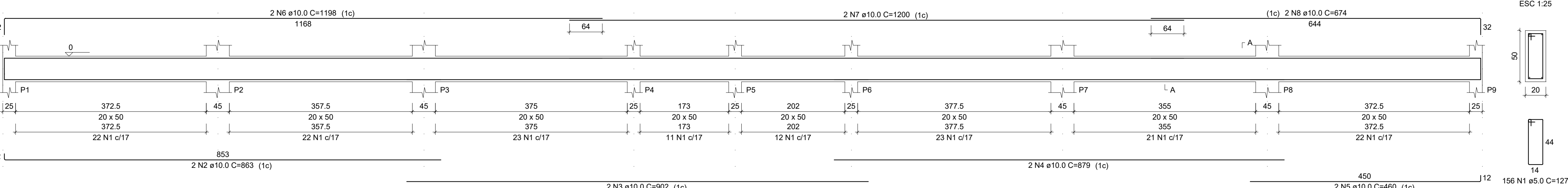
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	UNIT	PESO (kg)
CA50	10.0	556.9	47	12 m	345.4
	12.0	6.8	1	7.4	7.4
	16.0	17.1	2	12 m	29.7
CA60	5.0	867.2	-	rolo (170 kg)	147.00
PESO TOTAL (kg)					
CA50		382.5			
CA60		147.00			

Volume de concreto (C-30) = 5,05 m³
Área de forma = 69,15 m²

FOLHA	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR	
A1	PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ - CEM/UFPR	
DATA	Projeto: Ivo Antônio Silva Furtado Junior	
2021		
ESCALA	DESENHO	ARQUIVO
INDICADA	DETALHAMENTO PILARES	
	NÍVEL FUNDAÇÃO - TÉRREO	
PRANCHA		PILARES.DWG
01/01		

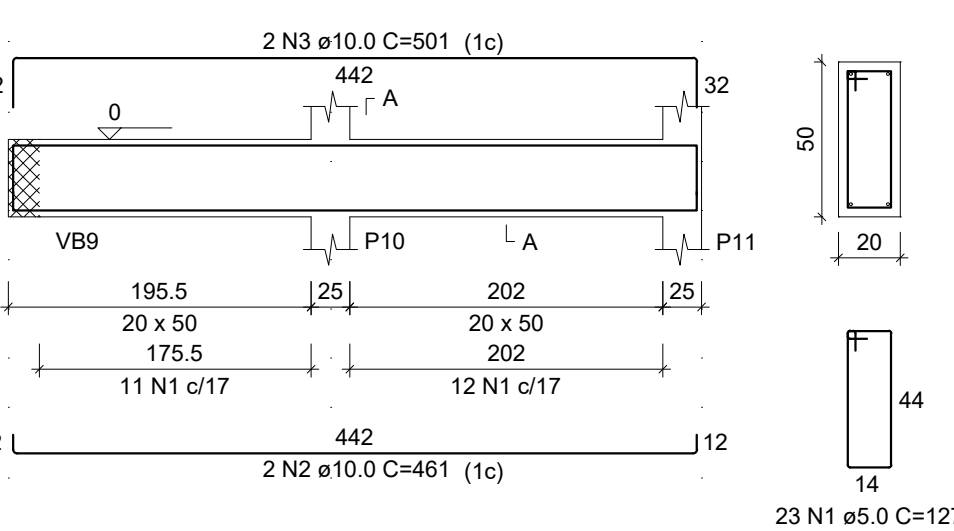
APÊNDICE 5 – DETALHAMENTO DAS VIGAS BALDRAME

VB1
ESC 1:50



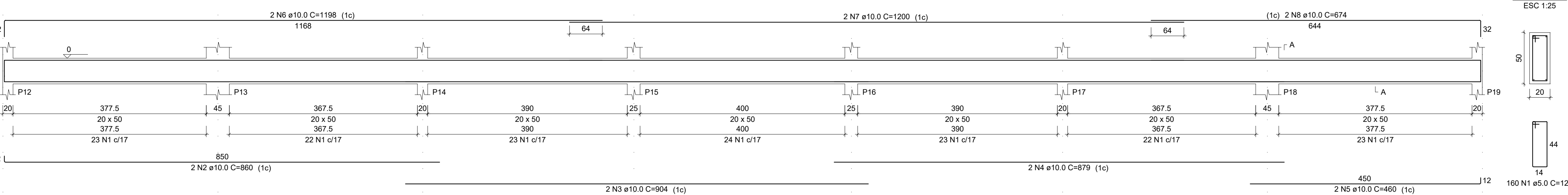
SEÇÃO A-A
ESC 1:25

VB2
ESC 1:50



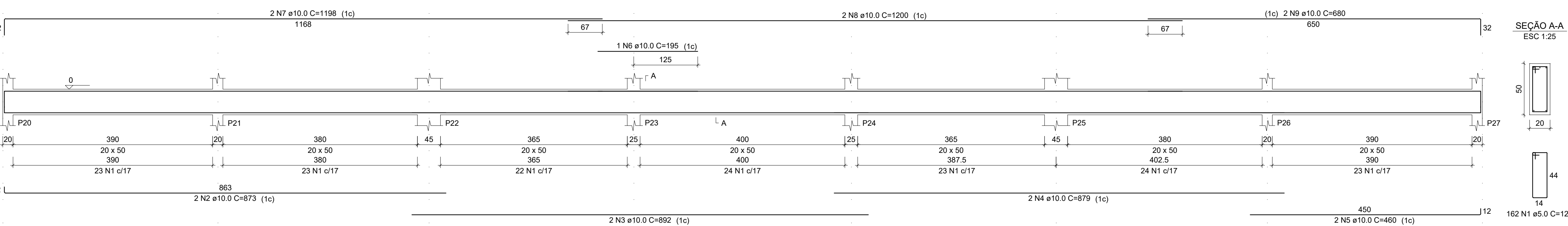
SEÇÃO A-A
ESC 1:25

VB3
ESC 1:50



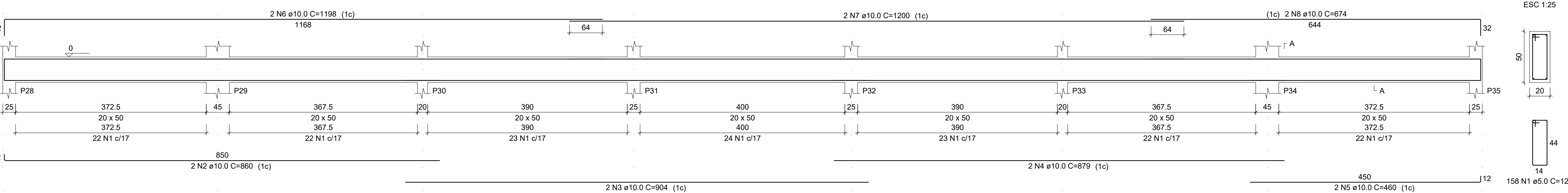
SEÇÃO A-A
ESC 1:25

VB4
ESC 1:50



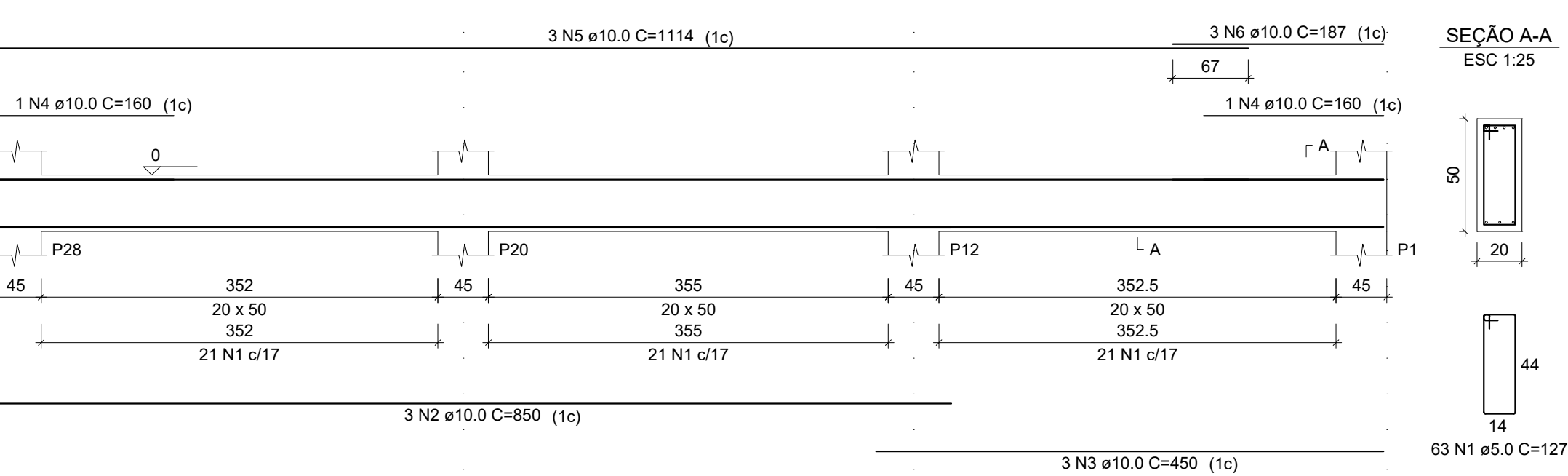
SEÇÃO A-A
ESC 1:25

VB5
ESC 1:50



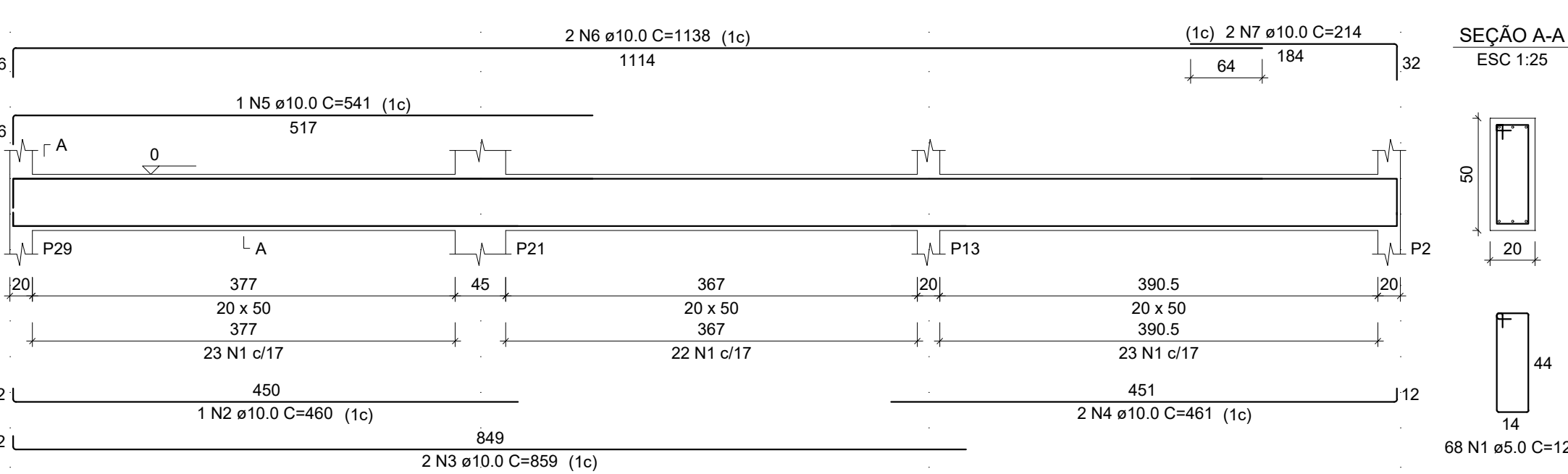
SEÇÃO A-A
ESC 1:25

VB6
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

VB7
ESC 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

RELAÇÃO DO AÇO						
ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
VB1	CA60	1	5.0	156	127	19812
	CA50	2	10.0	2	863	1726
	CA50	3	10.0	2	902	1804
	CA50	4	10.0	2	879	1758
	CA50	5	10.0	2	460	920
VB2	CA50	6	10.0	2	1198	2396
	CA50	7	10.0	2	1200	2400
	CA50	8	10.0	2	674	1348
	CA60	1	5.0	23	127	2921
	CA50	2	10.0	2	461	922
VB3	CA50	3	10.0	2	501	1002
	CA60	1	5.0	160	127	20320
	CA50	2	10.0	2	860	1720
	CA50	3	10.0	2	904	1808
	CA50	4	10.0	2	879	1758
VB4	CA50	5	10.0	2	460	920
	CA50	6	10.0	2	1198	2396
	CA50	7	10.0	2	1200	2400
	CA50	8	10.0	2	674	1348
	CA60	1	5.0	162	127	20574
VB5	CA50	2	10.0	2	873	1746
	CA50	3	10.0	2	892	1784
	CA50	4	10.0	2	879	1758
	CA50	5	10.0	2	460	920
	CA50	6	10.0	1	195	195
VB6	CA50	7	10.0	2	1198	2396
	CA50	8	10.0	2	680	1360
	CA60	1	5.0	158	127	20066
	CA50	2	10.0	2	860	1720
	CA50	3	10.0	2	904	1808
VB7	CA50	4	10.0	2	879	1758
	CA50	5	10.0	2	460	920
	CA50	6	10.0	2	1198	2396
	CA50	7	10.0	2	1200	2400
	CA50	8	10.0	2	674	1348

RESUMO DO AÇO					
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	UNIT	PESO (kg)
CA50	10.0	660	55	12 m	404.12
CA60	5.0	1003.3	-	rolo (170 kg)	170.1

PESO TOTAL (kg)

CA50 404.12

CA60 170.1

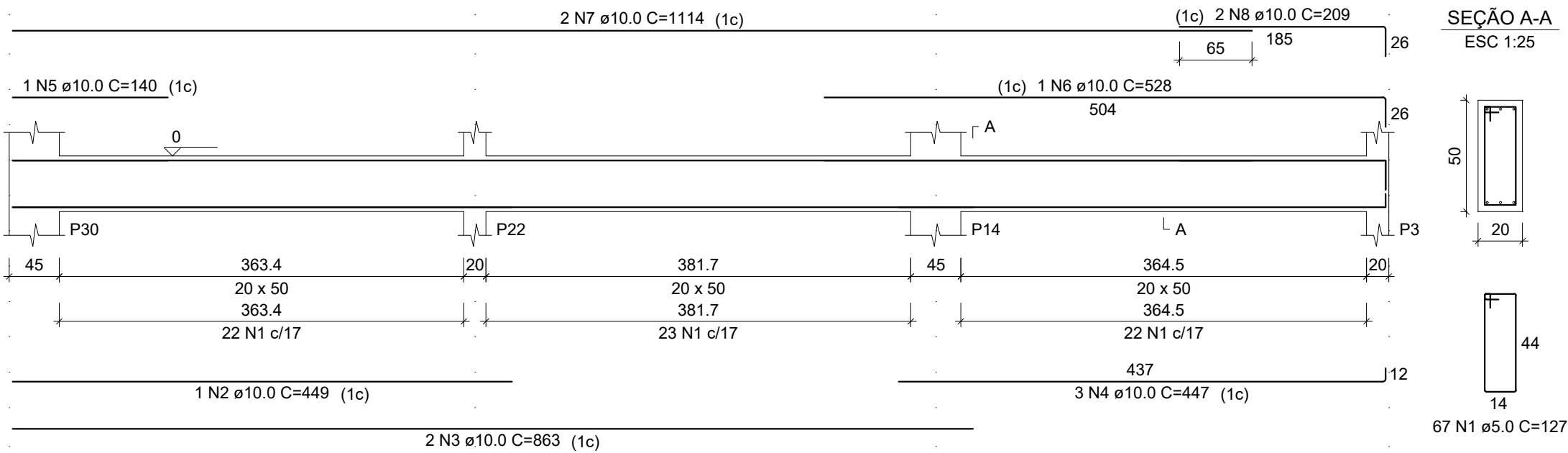
Volume de concreto (C-30) = 14.49 m³

Área de forma = 173.84 m²

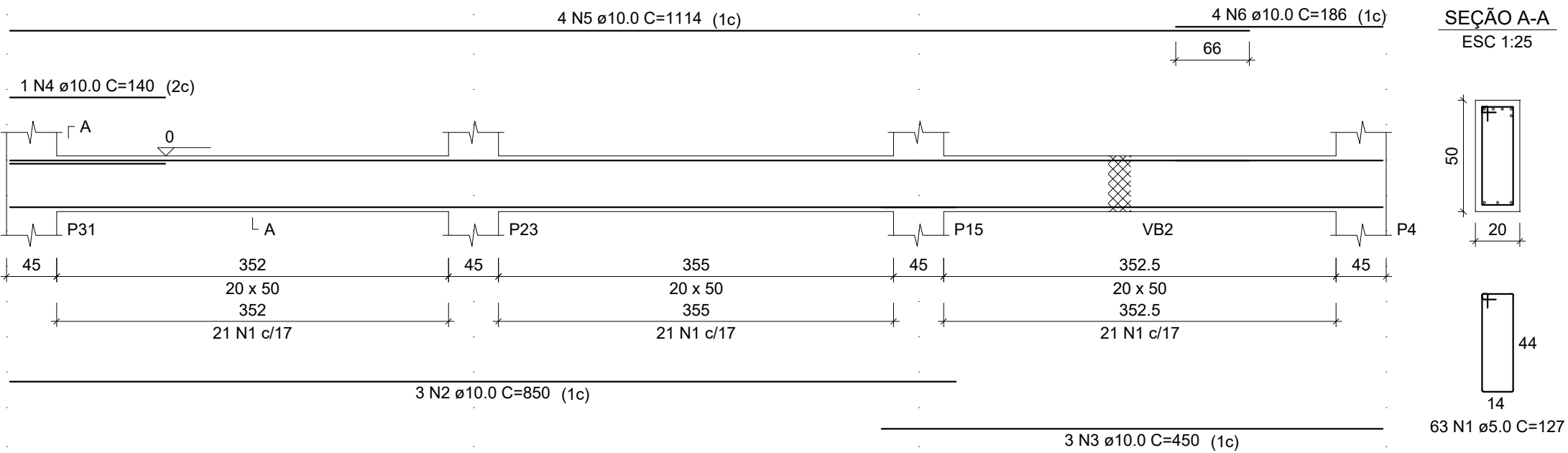
FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR	
DATA 2021	Projetista: Ivo Antônio Silva Furtado Junior	
ESCALA INDICADA	DESENHO – DETALHAMENTO VIGAS BALDRAME	
PRANCHA 01/02		

ARQUIVO
DETALHAMENTOVB.DWG

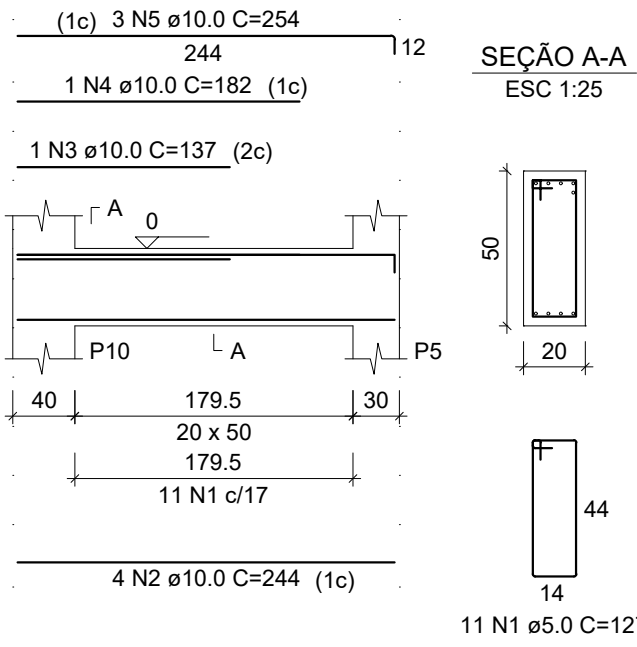
VB8
ESC 1:50



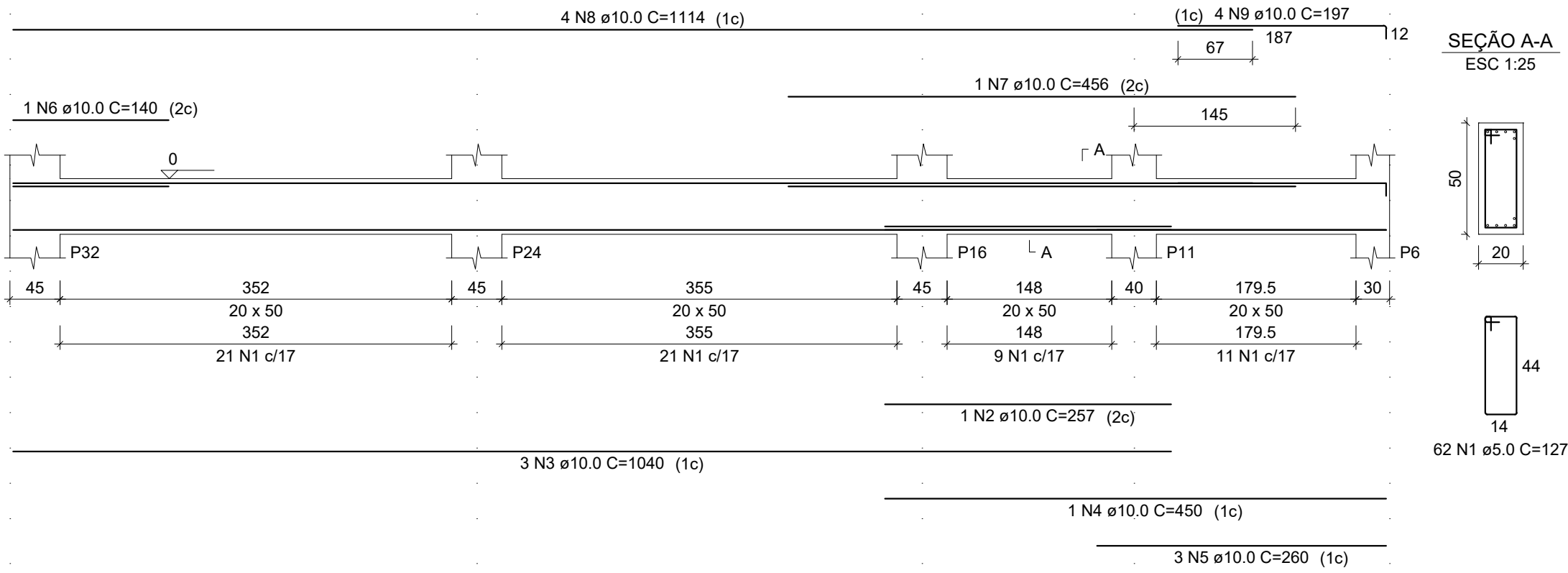
VB9
ESC 1:50



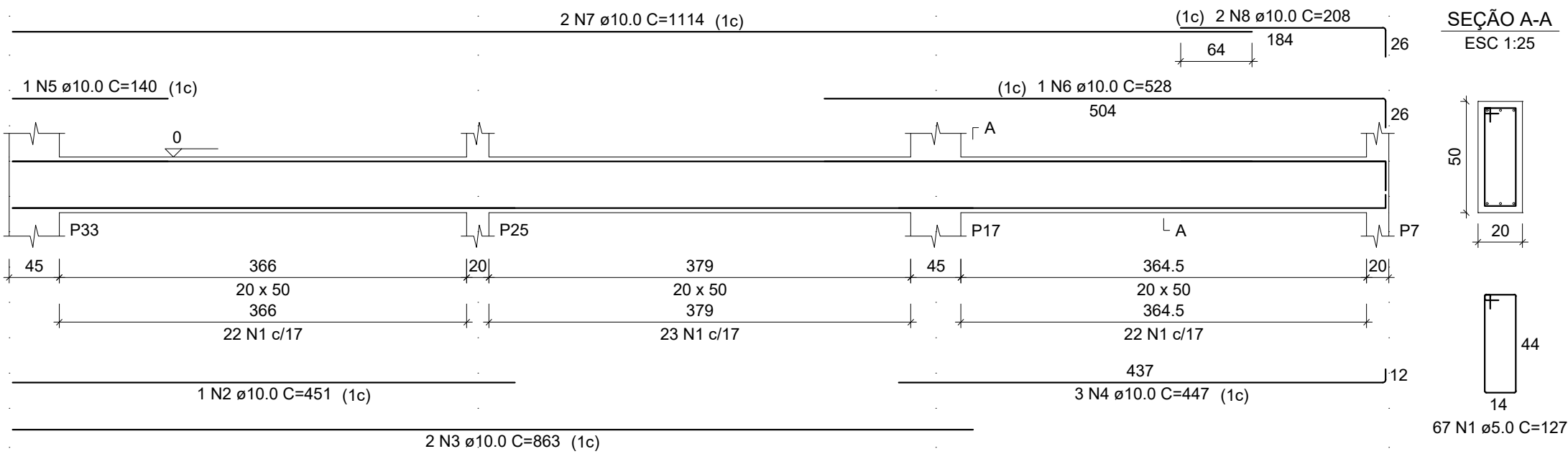
VB10
ESC 1:50



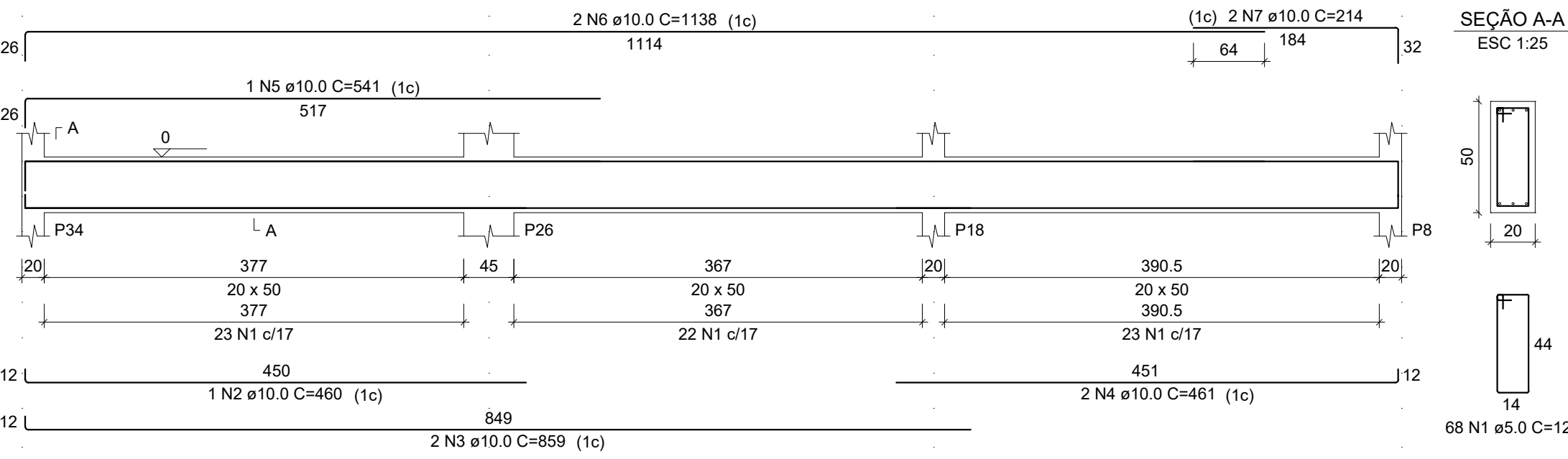
VB11
ESC 1:50



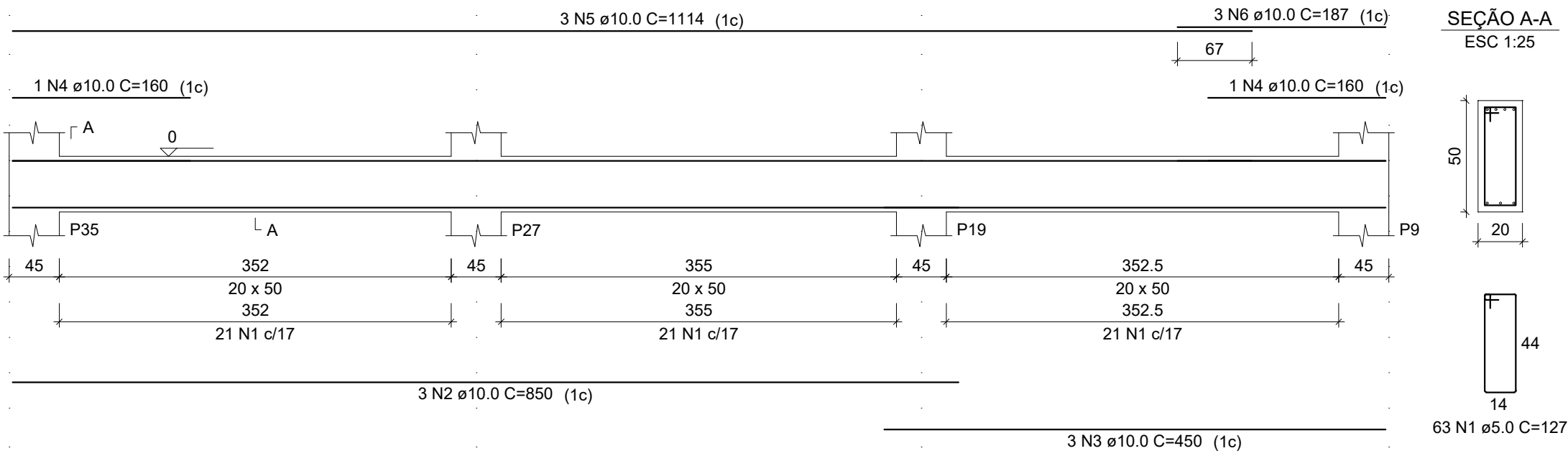
VB12
ESC 1:50



VB13
ESC 1:50



VB14
ESC 1:50



RELAÇÃO DO AÇO

ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
VB8	CA60	1	5.0	67	127	8509
	CA50	2	10.0	1	449	449
	CA50	3	10.0	2	863	1726
	CA50	4	10.0	3	447	1341
	CA50	5	10.0	1	140	140
	CA50	6	10.0	1	528	528
VB9	CA50	7	10.0	2	1114	2228
	CA50	8	10.0	2	209	418
	CA60	1	5.0	63	127	8001
	CA50	2	10.0	3	850	2550
	CA50	3	10.0	3	450	1350
	CA50	4	10.0	1	140	140
VB10	CA50	5	10.0	4	1114	4456
	CA50	6	10.0	1	186	186
	CA60	1	5.0	11	127	1397
	CA50	2	10.0	4	244	976
	CA50	3	10.0	1	137	137
	CA50	4	10.0	1	182	182
VB11	CA50	5	10.0	3	254	762
	CA60	1	5.0	62	127	7874
	CA50	2	10.0	1	257	257
	CA50	3	10.0	3	1040	3120
	CA50	4	10.0	1	450	450
	CA50	5	10.0	3	260	780
VB12	CA50	6	10.0	1	140	140
	CA50	7	10.0	1	456	456
	CA50	8	10.0	4	1114	4456
	CA50	9	10.0	4	197	788
	CA60	1	5.0	67	127	8509
	CA50	2	10.0	1	451	451
VB13	CA50	3	10.0	2	863	1726
	CA50	4	10.0	3	447	1341
	CA50	5	10.0	1	140	140
	CA50	6	10.0	1	528	528
	CA50	7	10.0	2	1114	2228
	CA50	8	10.0	2	208	416
VB14	CA60	1	5.0	68	127	8636
	CA50	2	10.0	1	460	460
	CA50	3	10.0	2	859	1718
	CA50	4	10.0	2	461	922
	CA50	5	10.0	1	541	541
	CA50	6	10.0	2	1138	2276

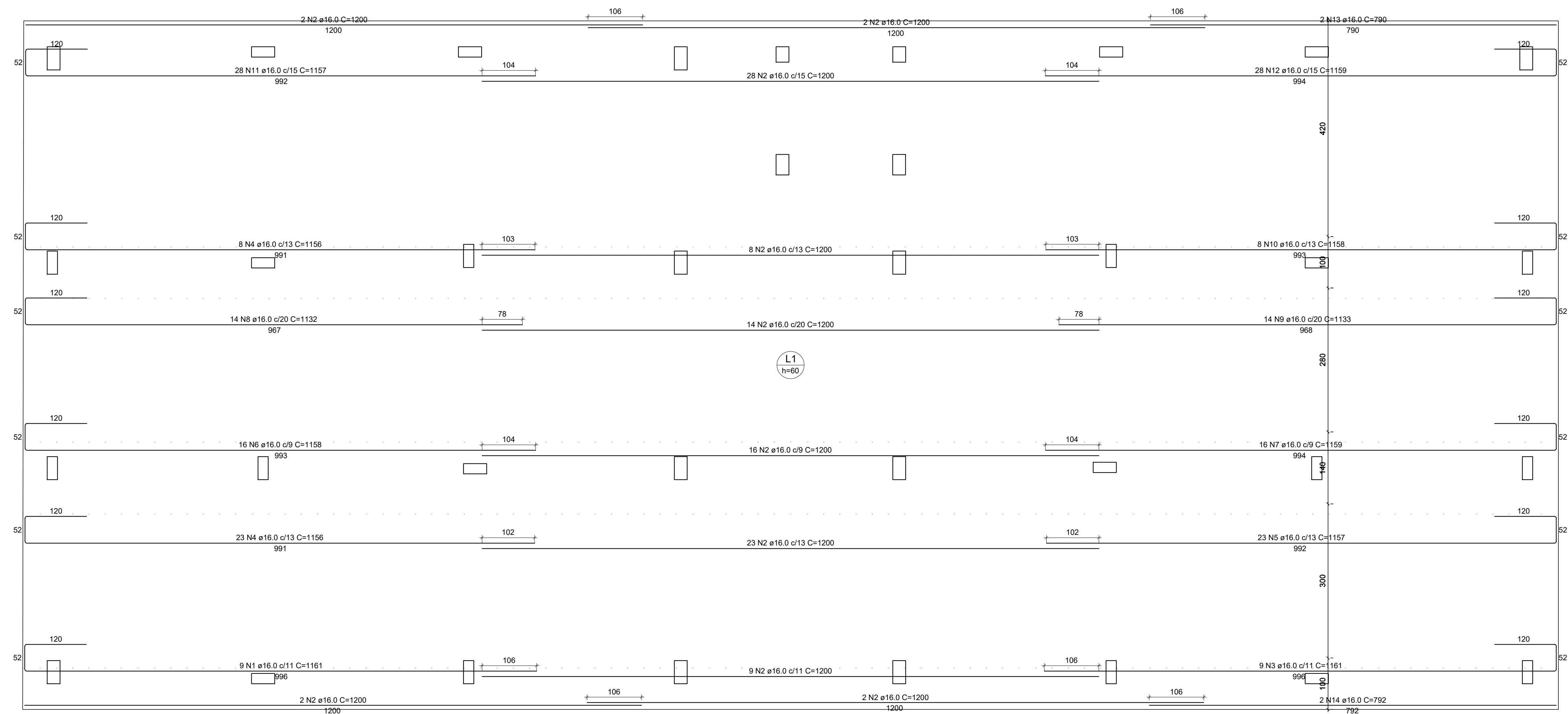
RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT (Barras)	UNIT	PESO (kg)
CA50	10.0	498.7	42	12 m	308.59
CA60	5.0	509.3	-	rolo (170 kg)	86.3
PESO TOTAL (kg)					
CA50	308.59				
CA60	86.3				

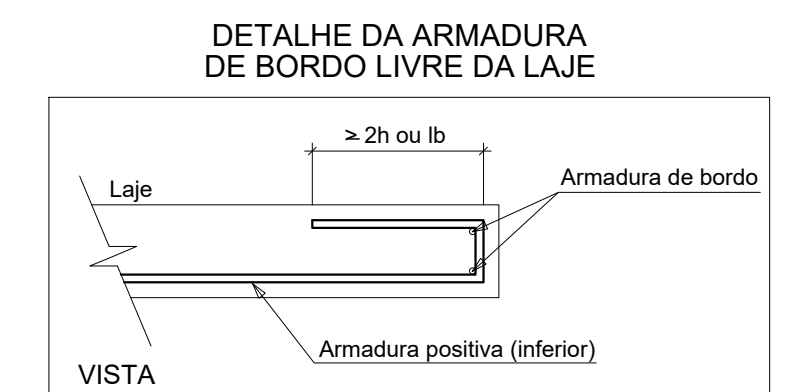
Volume de concreto (C-30) = 7.69 m³

Área de forma = 92.24 m²

APÊNDICE 6 – DETALHAMENTO RADIER



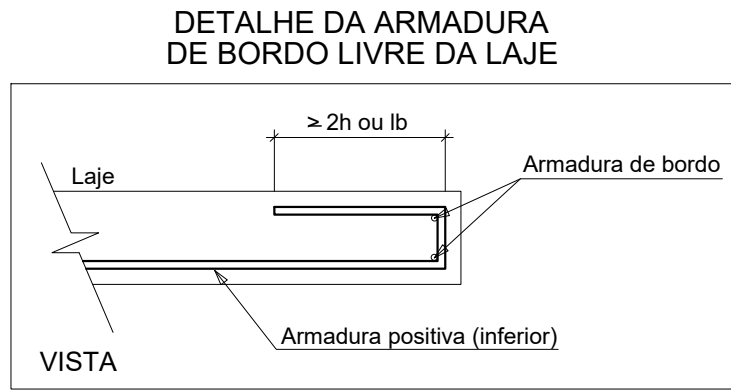
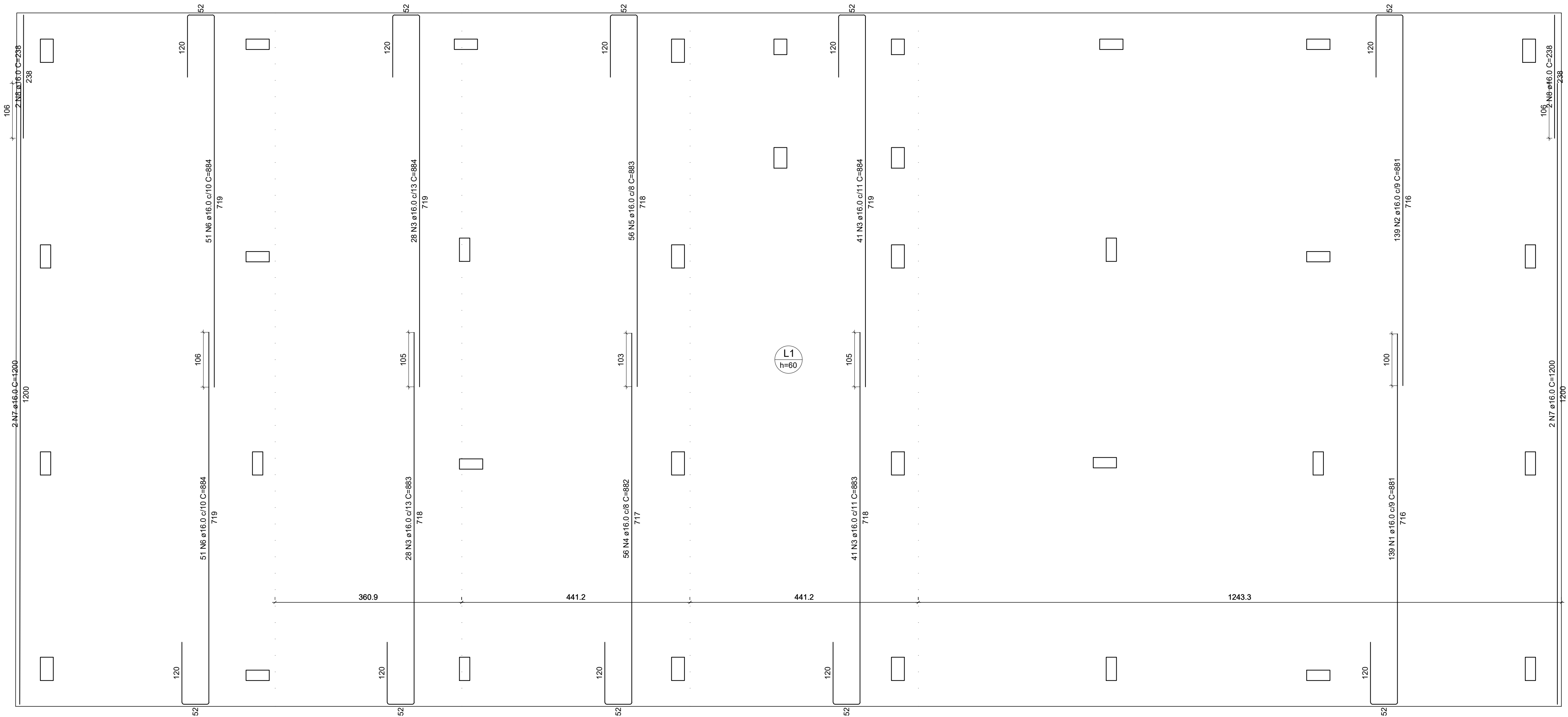
Armação inferior do radier (Eixo X)



RELAÇÃO DO AÇO						
ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
Positivos X	CA50	1	16,0	9	1161	10449
	CA50	2	16,0	106	1200	127200
	CA50	3	16,0	10	1161	10449
	CA50	4	16,0	31	1156	35836
	CA50	5	16,0	23	1157	26611
	CA50	6	16,0	16	1158	18528
	CA50	7	16,0	16	1159	18544
	CA50	8	16,0	14	1132	15848
	CA50	9	16,0	14	1133	15862
	CA50	10	16,0	8	1138	9254
	CA50	11	16,0	28	1157	32396
	CA50	12	16,0	28	1159	32452
	CA50	13	16,0	2	790	1580
	CA50	14	16,0	2	792	1584

RESUMO DO AÇO				
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 0% (Barras)	UNIT PESO + 0% (kg)
CA50	16.0	3566	298	12 m 5628.4
PESO TOTAL (kg)				
CA50	5628.4			

FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR	
DATA 2021	Projetista: Ivo Antônio Silva Furtado Junior	
ESCALA INDICADA	DESENHO – DETALHAMENTO RADIER ARMADURA INFERIOR – EIXO X	
PRANCHA 01/06		



Armação inferior do radier (Eixo Y)

escala 1:50

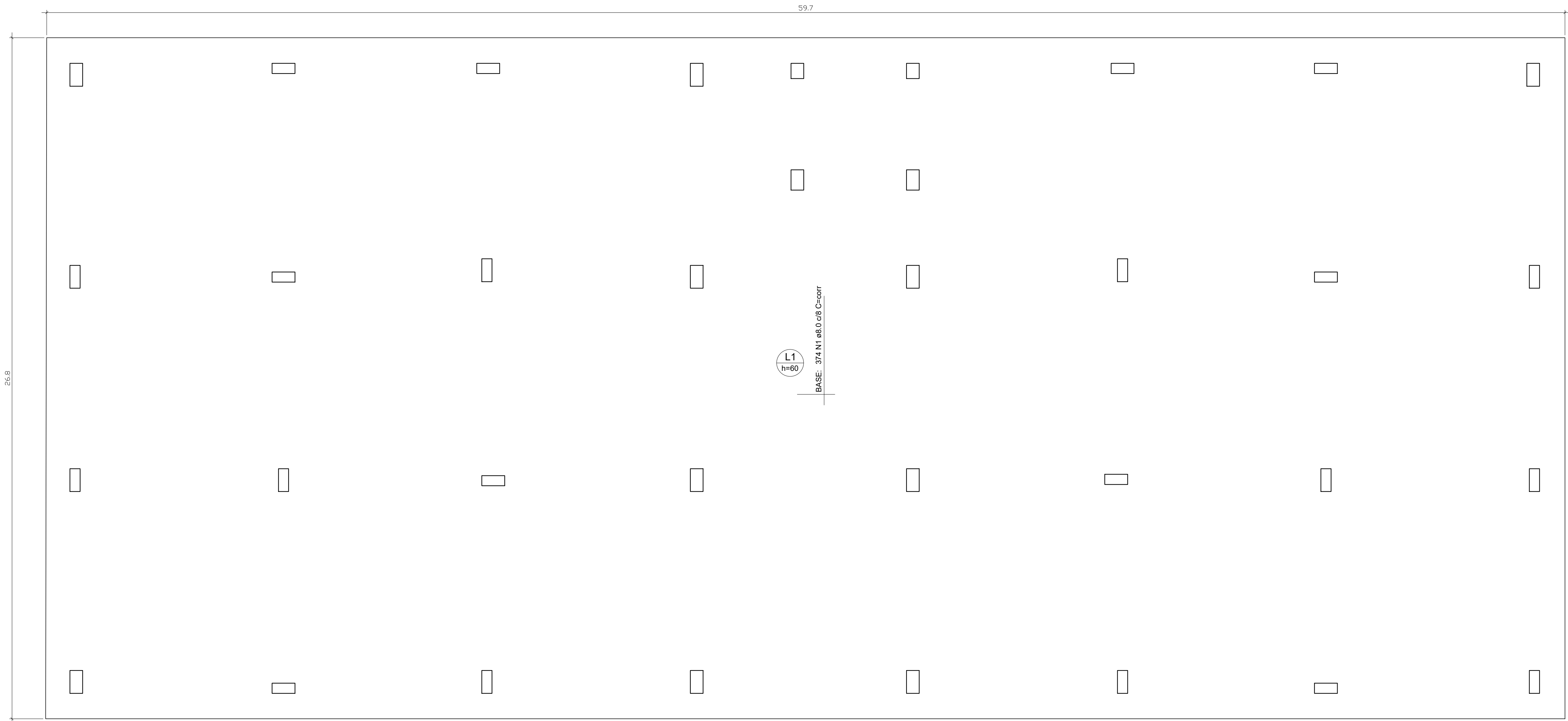
RELAÇÃO DO AÇO

ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
Positivos Y	CA50	1	16.0	139	881	122459
	CA50	2	16.0	139	881	122459
	CA50	3	16.0	138	883	121854
	CA50	4	16.0	56	882	49392
	CA50	5	16.0	56	883	49448
	CA50	6	16.0	102	884	90168
	CA50	7	16.0	4	1200	4800
	CA50	8	16.0	4	238	952

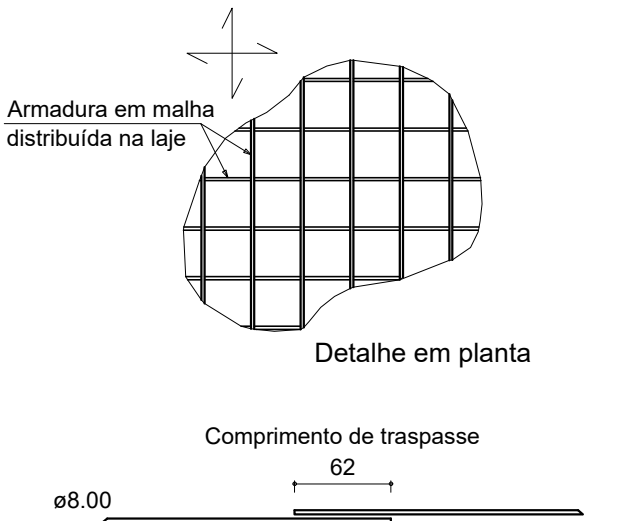
RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 0% (Barras)	UNIT	PESO + 0% (kg)
CA50	16.0	5616	469	12 m	8864
PESO TOTAL (kg)					
CA50	8864				

FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR	
DATA 2021	Projetista: Ivo Antônio Silva Furtado Junior	
ESCALA INDICADA	DESENHO – DETALHAMENTO RADIER ARMADURA INFERIOR – EIXO Y	
PRANCHA 02/06		ARQUIVO DETALHAMENTORADIER.DWG



DETALHE DA ARMADURA DE MALHA BASE



Armação superior do radier (Eixo Y)
escala 1:50

RELAÇÃO DO AÇO

ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
Negativos Y	CA50	1	8.0	374	corr	498168

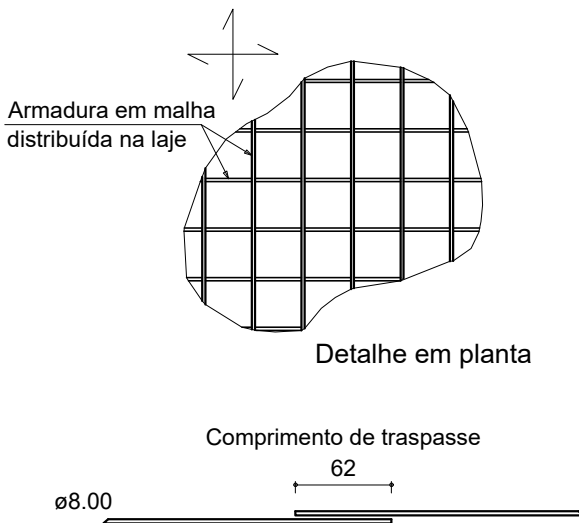
RESUMO DO AÇO

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 0% (Barras)	UNIT	PESO + 0% (kg)
CA50	8.0	4981.7	416	12 m	1965.7
PESO TOTAL (kg)		CA50	1965.7		

FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR		
DATA 2021	Projetista: Ivo Antônio Silva Furtado Junior		
ESCALA INDICADA	DESENHO – DETALHAMENTO RADIER ARMADURA SUPERIOR – EIXO Y		
PRANCHA 04/06			
			ARQUIVO
			DETALHAMENTORADIER.DWG



DETALHE DA ARMADURA DE MALHA BASE

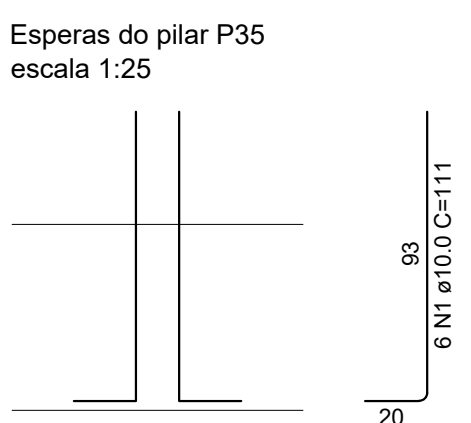
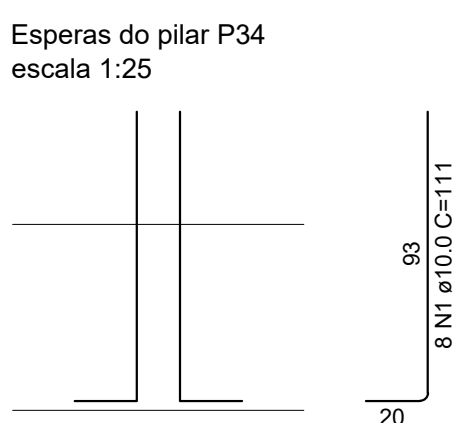
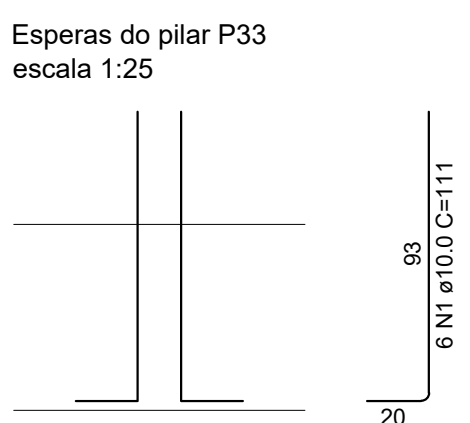
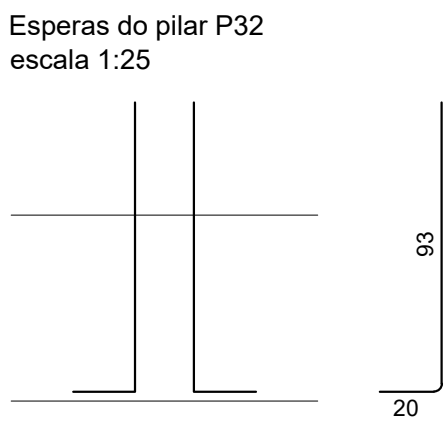
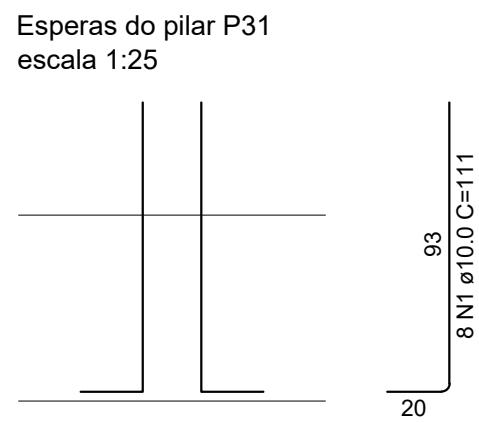
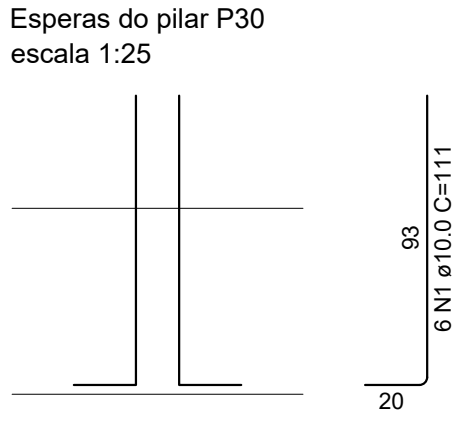
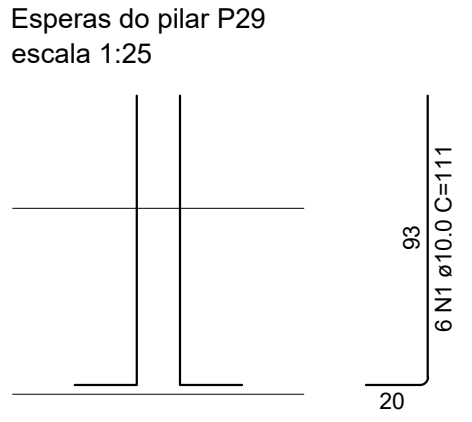
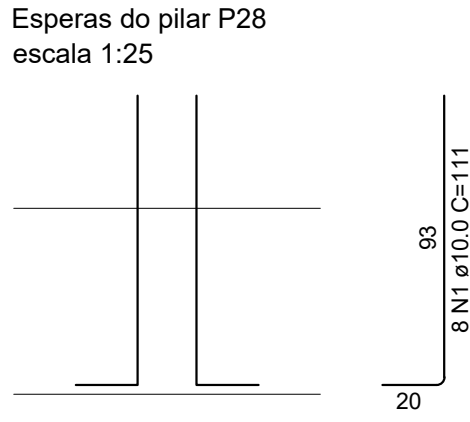
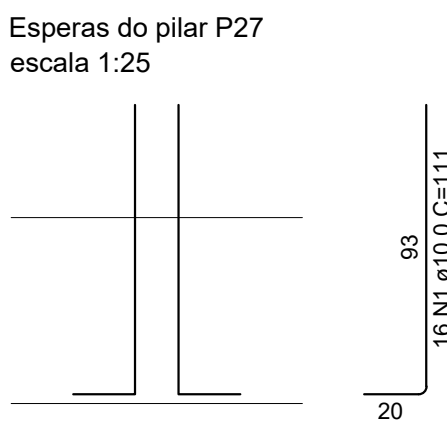
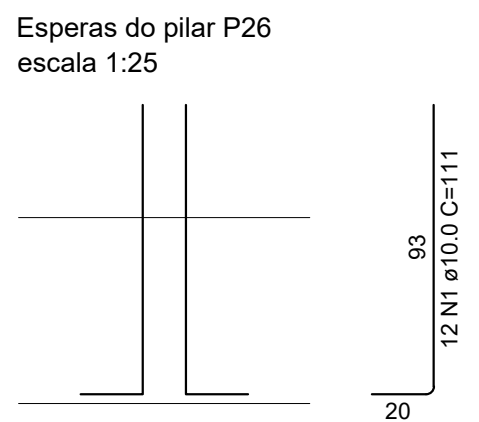
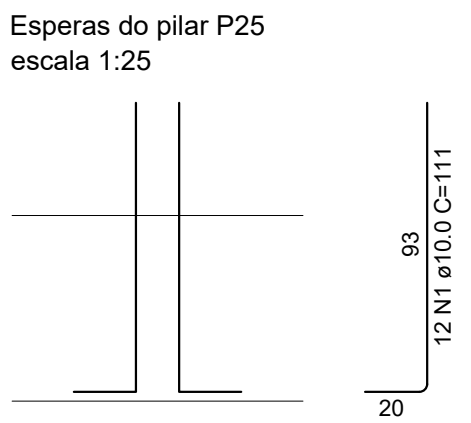
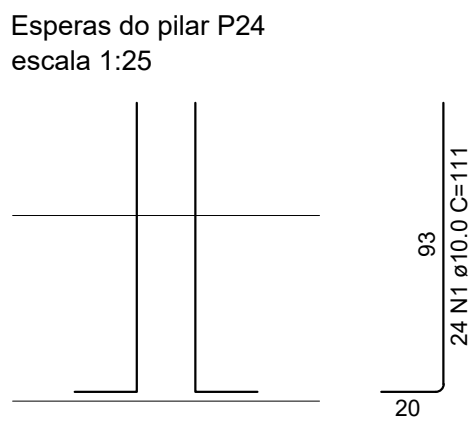
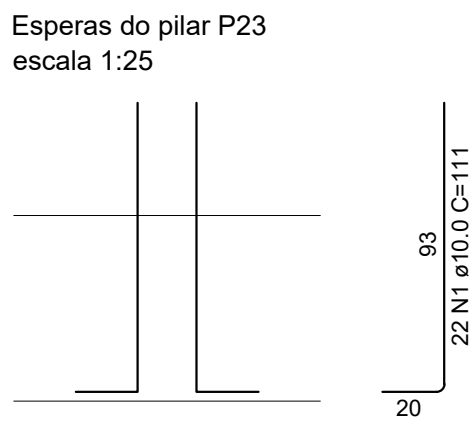
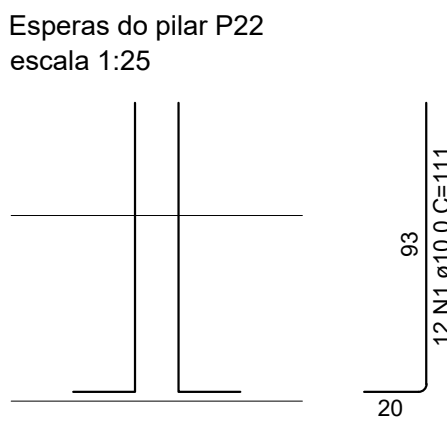
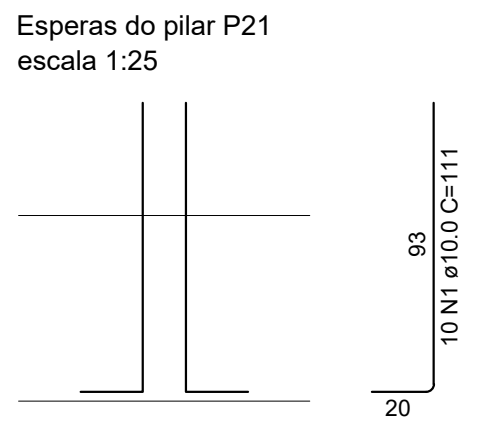
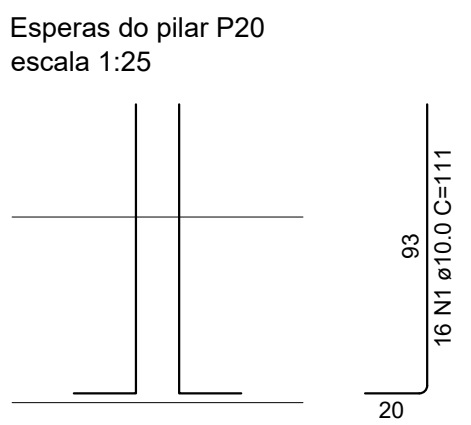
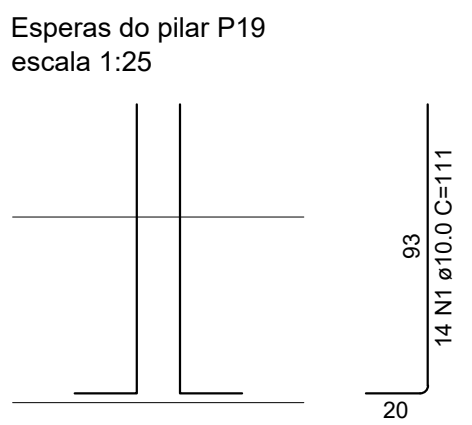
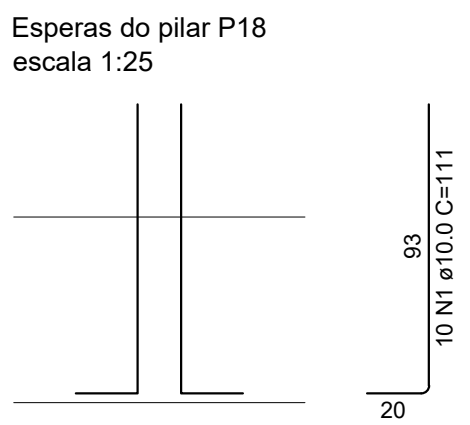
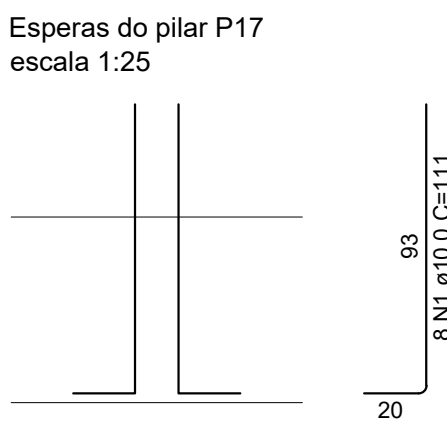
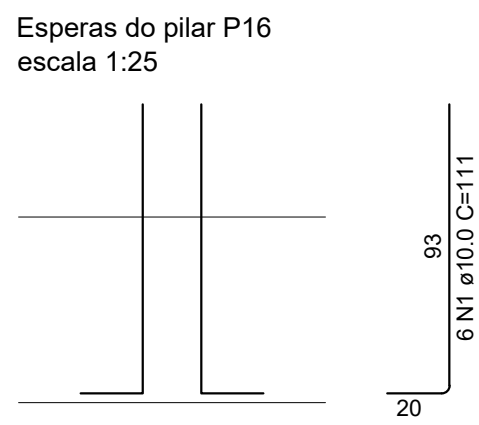
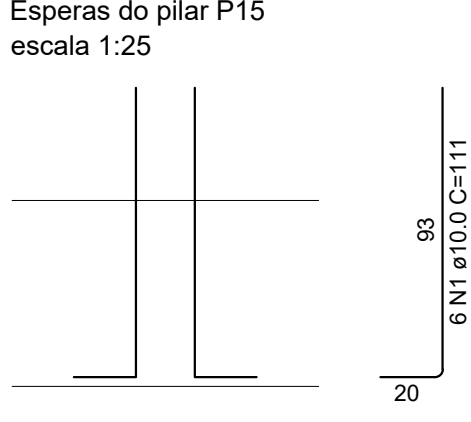
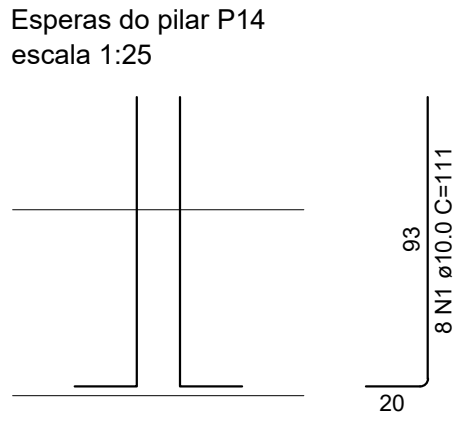
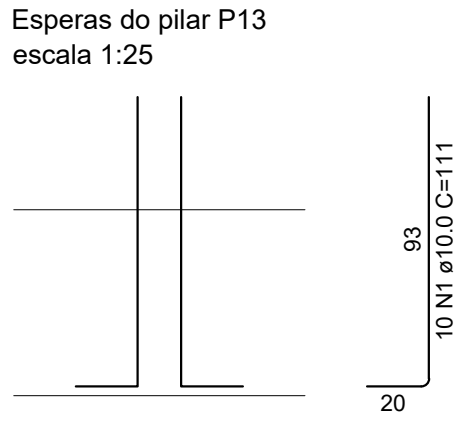
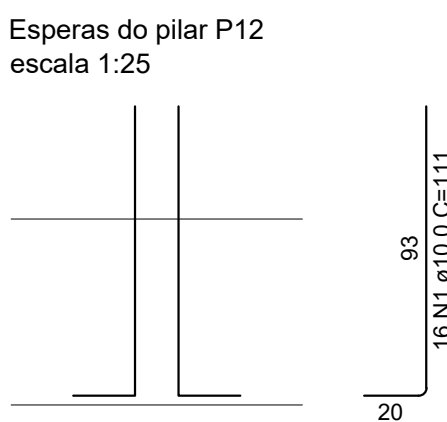
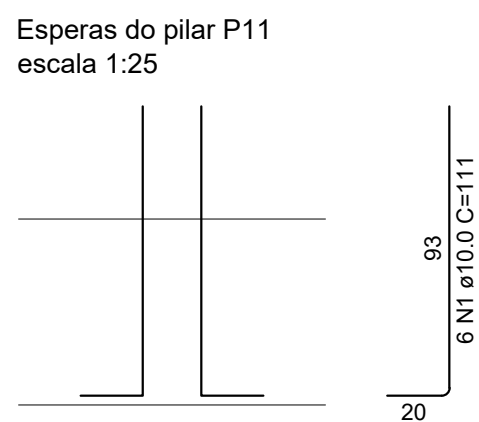
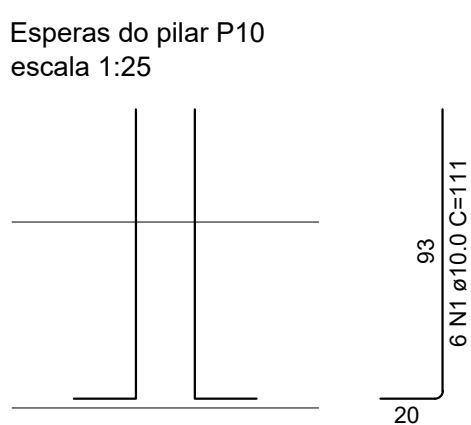
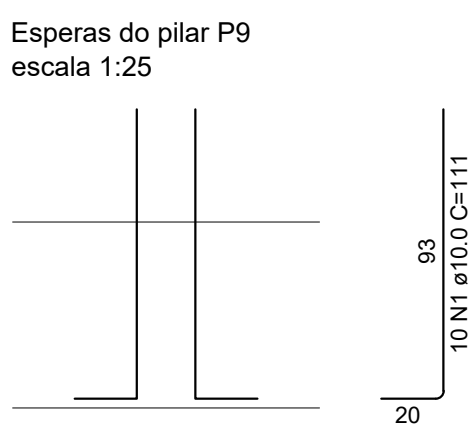
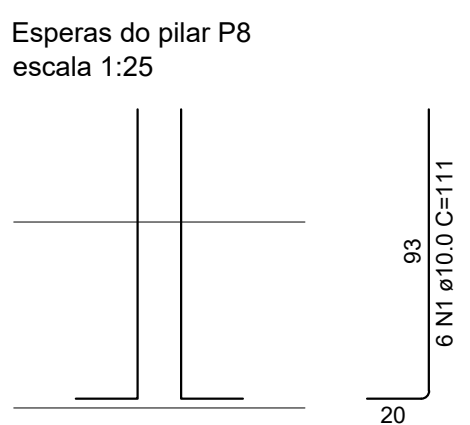
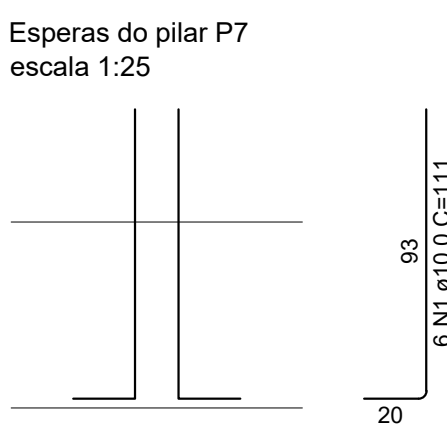
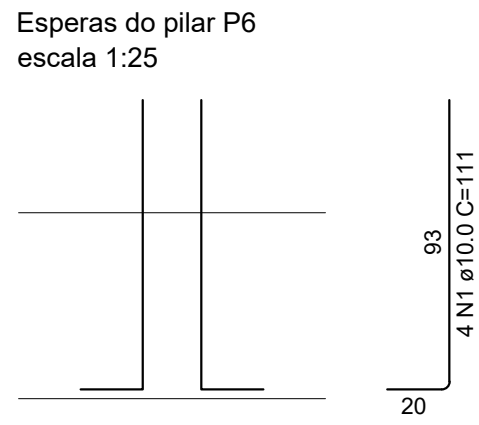
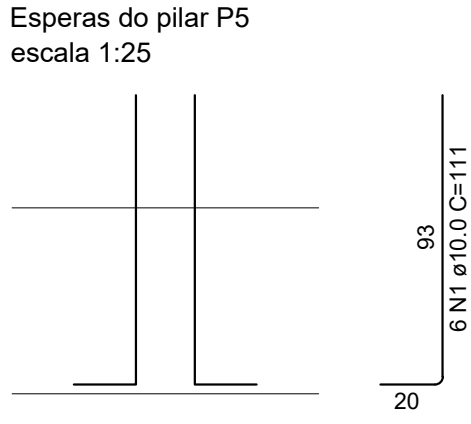
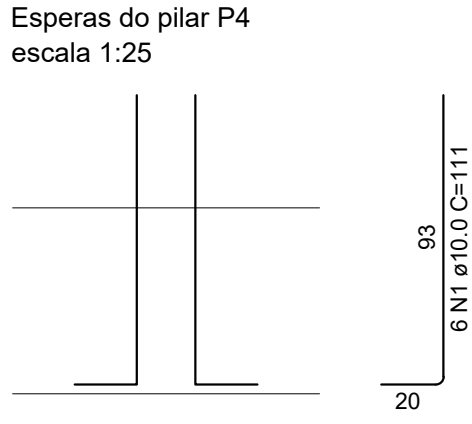
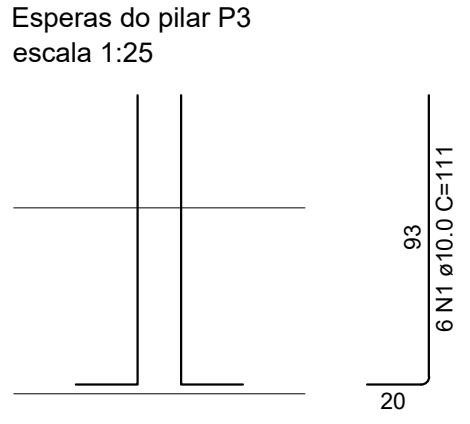
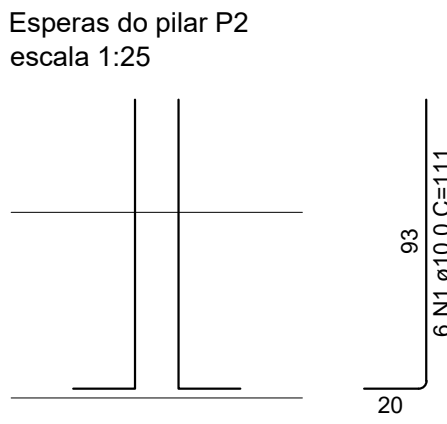
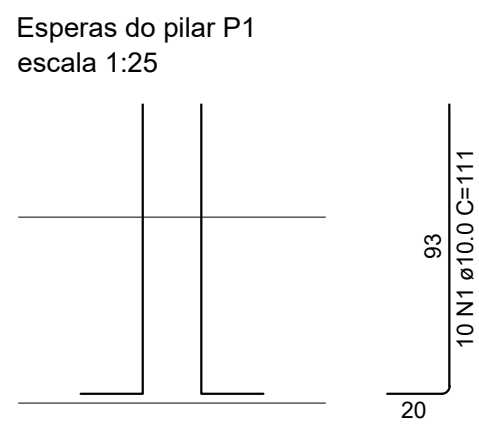


Armação superior do radier (Eixo X)
escala 1:50

RELAÇÃO DO AÇO						
ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
Negativos X	CA50	1	8.0	168	corr	500808

RESUMO DO AÇO					
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 0% (Barras)	UNIT	PESO + 0% (kg)
CA50	8.0	5008.1	418	12 m	1976.1
PESO TOTAL (kg)					
CA50	1976.1				

FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR		
DATA 2021	Projetista: Ivo Antônio Silva Furtado Junior		
ESCALA INDICADA	DESENHO – DETALHAMENTO RADIER ARMADURA SUPERIOR – EIXO X		
PRANCHA 03/06			
			ARQUIVO
			DETALHAMENTORADIER.DWG

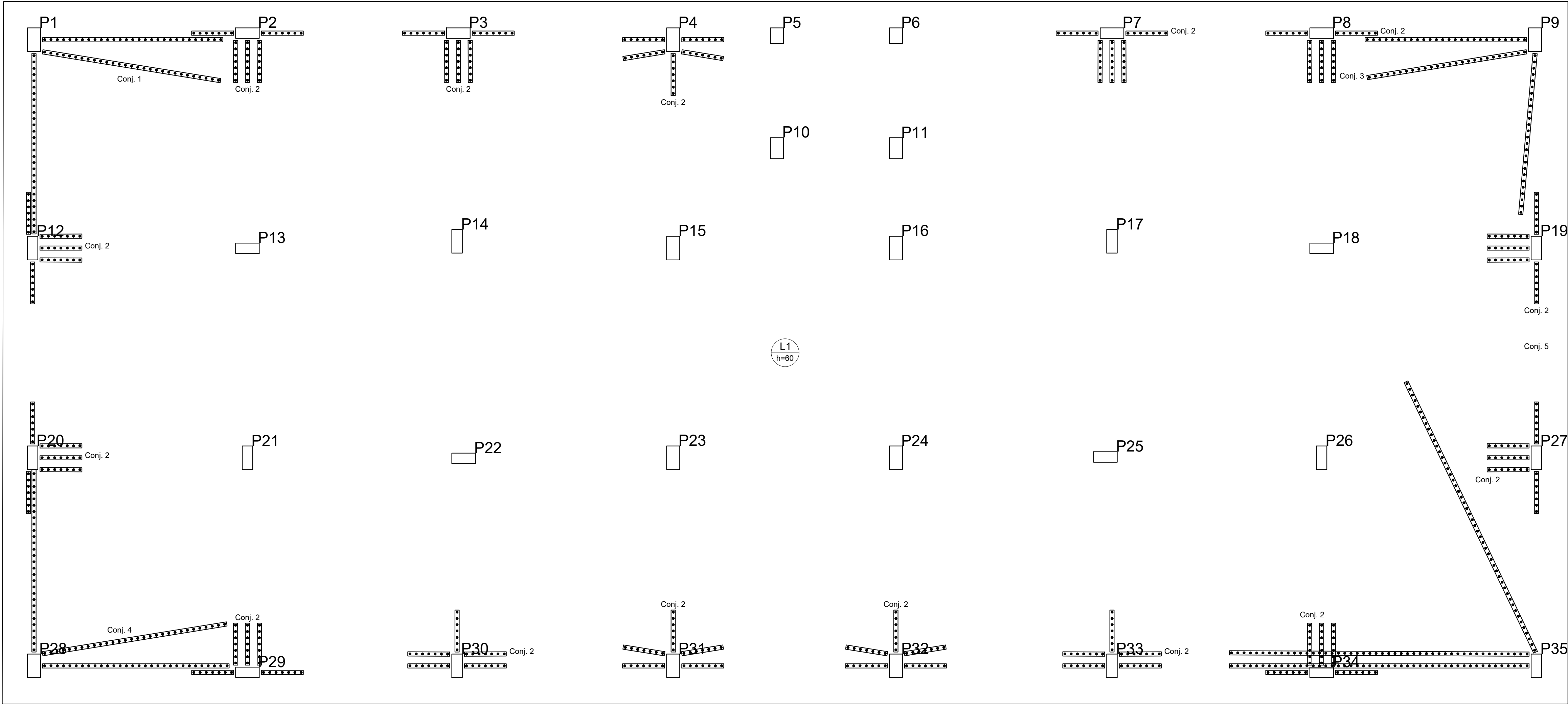


RELAÇÃO DO AÇO NAS ARMADURAS
NEGATIVAS E POSITIVAS DO RADIER
E ESPERAS DOS PILARES

RELAÇÃO DO AÇO					
ELEMENTO	AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT	C.UNIT (cm)
L1 Negativos X Negativos Y Positivos X	CA50	1	10.0	330	111
	CA50	1	8.0	168	corr
	CA50	1	8.0	374	corr
	CA50	1	16.0	9	1161
	CA50	2	16.0	106	1200
	CA50	3	16.0	9	1161
	CA50	4	16.0	31	1156
	CA50	5	16.0	23	1157
	CA50	6	16.0	16	1158
	CA50	7	16.0	16	1159
	CA50	8	16.0	14	1132
	CA50	9	16.0	14	1133
	CA50	10	16.0	8	1158
	CA50	11	16.0	28	1157
	CA50	12	16.0	28	1159
	CA50	13	16.0	2	790
	CA50	14	16.0	2	792
	CA50	1	16.0	139	881
Positivos Y	CA50	2	16.0	139	881
	CA50	3	16.0	138	883
	CA50	4	16.0	56	882
	CA50	5	16.0	56	883
	CA50	6	16.0	102	884
	CA50	7	16.0	4	1200
	CA50	8	16.0	4	238
	CA50				952

RESUMO DO AÇO					
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	QUANT + 0% (Barras)	UNIT	PESO + 0% (kg)
CA50	8.0	9989.8	833	12 m	3941.8
	10.0	366.3	31	12 m	225.8
	16.0	9182	766	12 m	14482.3
PESO TOTAL (kg)					
CA50	18660				

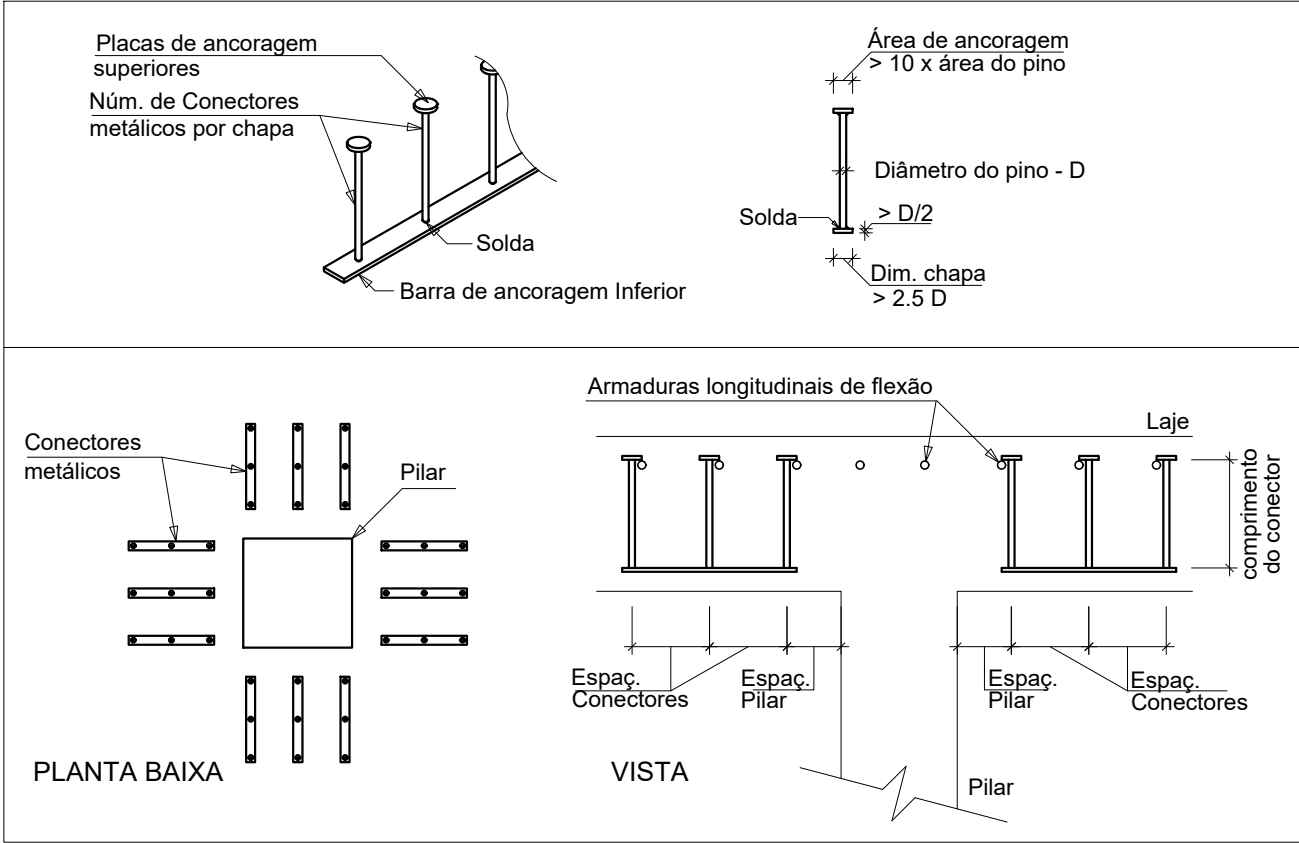
Volume de concreto (C-30) = 240.40 m³
Área de forma = 51.96 m²



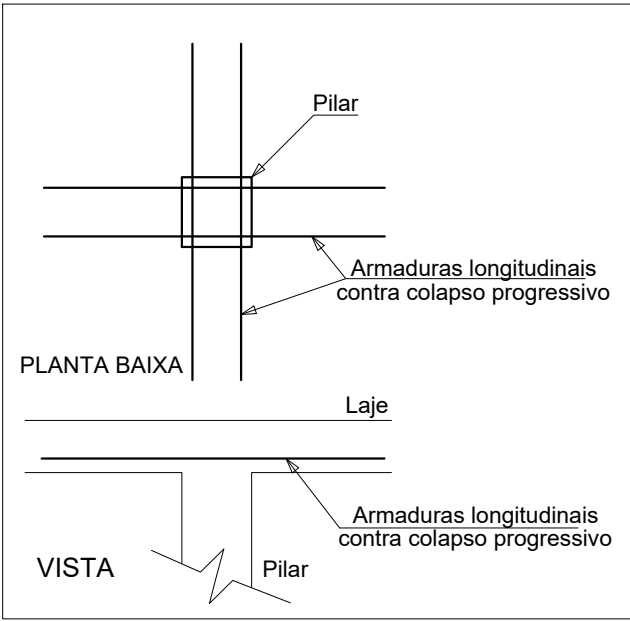
ARMADURA DE PUNÇÃO										
Conjunto	Quant.	Dim. chapa (cm)	Característica dos conectores						Quant. por chapa	Quant. total
			Aço	Diam. (mm)	Comp. (cm)	Espaç. Pilar (cm)	Espaç. Conectores (cm)			
1	3	344.0x8.0	CA50	20.0	57.0	8	12	29	87	
2	75	80.0x8.0	CA50	20.0	57.0	8	12	7	525	
3	3	308.0x8.0	CA50	20.0	57.0	8	12	26	78	
4	3	356.0x8.0	CA50	20.0	57.0	8	12	30	90	
5	3	572.0x8.0	CA50	20.0	57.0	8	12	48	144	

Detalhamento de punção e cisalhamento do radier

escala 1:50



DET. DA ARMADURA CONTRA COLAPSO PROGRESSIVO



DETALHE DA ARMADURA DE PUNÇÃO

FOLHA A1	PROJETO : EDIFÍCIO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR PROPRIETÁRIO : UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ – CEM/UFPR	
	PROJETISTA : Ivo Antônio Silva Furtado Junior	
DATA 2021	DESENHO – DETALHAMENTO RADIER ARMADURA DE PUNÇÃO	
ESCALA INDICADA		
PRANCHA 05/06		
		ARQUIVO DETALHAMENTORADIER.DWG